

鋼製橋脚における補剛矩形断面柱の 耐震補強法に関する研究

2003 年 12 月

まつ むら まさ ひで
松 村 政 秀

目 次

本論文で用いた主な記号および用語

第 1 章 緒論	1
1.1 本論文の背景	1
1.2 本論文に関連する既往の研究概要および既設鋼製橋脚の耐震性向上法の現状	3
1.3 本論文の目的および概要	8
参考文献	10
第 2 章 鋼製橋脚の耐震性の現状と塑性変形を利用する耐震補強法	14
2.1 まえがき	14
2.2 既設および新設の鋼製橋脚の耐震性状	14
2.2.1 既設および新設の鋼製橋脚を想定した実験供試体	15
2.2.2 荷重装置および荷重方法	18
2.2.3 実験結果	19
2.3 コンクリート充填補強工法により補強した既設の鋼製橋脚の耐震性状	23
2.3.1 コンクリートを充填する実験供試体	23
2.3.2 実験結果	25
2.3.3 コンクリート充填補強工法による補強効果に関する考察	30
2.4 鋼材の大きな塑性変形を利用する鋼製橋脚の耐震性向上方法の提案	31
2.5 まとめ	35
参考文献	36
第 3 章 エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する圧縮補剛板の 耐震補強効果に関する実験的研究	38
3.1 まえがき	38
3.2 エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する圧縮補剛板の補強法の概要	39
3.3 純圧縮力荷重実験による補強効果の検討	42
3.3.1 荷重方法および実験供試体	42
3.3.2 実験結果	44
3.4 漸増繰返し水平変位荷重実験による既設鋼製橋脚の耐震性向上に関する検討	46
3.4.1 実験供試体	47
3.4.2 軸方向圧縮力が $0.11N_{ps}$ の場合の補強効果	49
3.4.3 軸方向圧縮力の違いが補強効果に及ぼす影響	52
3.4.4 縦補剛材を追加・補強する耐震補強効果に関する考察	54
3.5 ハイブリッド地震応答実験による強地震に対する安全性の検討	56

3.6 弾塑性有限変位解析による補強フランジ接合における高力ボルト間隔の検討	63
3.7 エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する耐震性向上方法の評価	66
3.8 まとめ	67
参考文献	68
第 4 章 損傷箇所を橋脚柱部材内に特定する耐震補強法の提案	70
4.1 まえがき	70
4.2 損傷箇所を特定する耐震補強法の概要	70
4.3 純圧縮力載荷実験による EPS 断面の耐荷力特性の検討	71
4.4 漸増繰返し水平変位載荷実験による補強効果の検討	75
4.4.1 実験供試体	75
4.4.2 実験結果	77
4.4.3 漸増繰返し水平変位載荷実験による EPS 断面の設置効果に関する考察	82
4.5 ハイブリッド地震応答実験による強地震に対する安全性の検討	83
4.6 EPS 断面の曲げモーメントー曲率関係の算定	86
4.7 EPS 断面を設置して損傷箇所を柱部材内に特定する耐震性向上方法の評価	88
4.8 まとめ	88
参考文献	89
第 5 章 結論	91
5.1 本研究の結論	91
5.2 鋼製橋脚のこれからの耐震性向上への提言	93
謝辞	96
本論文に関する著者の発表論文	97

本論文で用いた主な記号および用語

主な記号

a	: 横補剛材（あるいはダイヤフラム）間隔
A	: 鋼断面の断面積
A_r	: 補強フランジの断面積
A_s	: 縦補剛材 1 本の断面積
$A_{\text{TEO-1}}$: 実験供試体 TEO-1 の断面積
$A_{\text{TER-2}}$: 実験供試体 TER-2 の断面積
b	: 縦補剛材によって区切られる板パネルの幅（縦補剛材間隔 = B / n ）
b_f	: 補強フランジの板幅
b_w	: 既存の縦補剛材の付根位置から補強フランジ下面までの距離
B	: 補剛板パネルの全幅
C	: 解析モデルの粘性減衰定数
d	: 補強後の断面の中立軸と補強フランジの中立軸との距離
D	: 板曲げ剛度
E_s	: 鋼材の弾性係数
E_c	: コンクリートの弾性係数
E^*	: 塑性領域における鋼材の応力-ひずみ曲線の二次勾配
F_r	: 構造部材の未知の復元力
F_u	: 上部構造の慣性力
h_c	: コンクリートの充填高さ
h_s	: 縦補剛材の高さ
h'_s	: 増設縦補剛材の板幅
H	: 水平荷重
H_Y	: 降伏曲げモーメントを与える水平荷重（理論降伏水平荷重）
I'_s	: 補強後の縦補剛材の断面二次モーメント
I_s	: 縦補剛材の付根回りの断面二次モーメント
I'_s	: 増設縦補剛材の付根回りの断面二次モーメント
$I_{t,\text{req}}$: 横補剛材（ダイヤフラム）の必要最小断面二次モーメント
k	: 座屈係数
k_F	: 補剛板パネル全体の座屈係数
k_p	: 周辺単純支持板の座屈係数
k_s	: 自由突出板の座屈係数
K	: 柱部材の剛度

K_l	: 等価水平剛度
L	: 柱基部から水平荷重の載荷位置までの距離 (橋脚高さ)
L_0	: 1,000 kN 定圧ジャッキの固定点間距離
L_{cl}	: 中詰めコンクリートの充填高さ
L_e	: 補強フランジ両端のボルト間の距離
L_b	: 高力ボルトの設置間隔
L_n	: 追加コンクリートの充填高さ
L_p	: 柱基部から EPS 断面設置位置までの距離
L_{reg}	: 高力ボルトの設置間隔
L_{sg}	: EPS 断面の区間長さ
M	: 解析モデルの上部構造質量
M_p	: 鋼断面の全塑性曲げモーメント
M_p^*	: 補強対象鋼断面の M_p から換算される柱部材下端に作用する曲げモーメント
M_{pc}	: 合成断面の全塑性曲げモーメント
M_u	: 実験供試体の最大曲げモーメント
$M_{u,anc}$: アンカーボルトの終局曲げモーメント
M_{uc}	: 合成断面の終局曲げモーメント
M_{u0}	: コンクリートを充填しない実験供試体の最大曲げモーメント
M_{uC0}	: コンクリートを充填した実験供試体の最大曲げモーメント
M_Y	: 鋼断面の降伏曲げモーメント
n	: 縦補剛材によって区切られる板パネル数
n'	: 増設縦補剛材によって区切られる板パネルの数
N	: 軸方向圧縮力
N_{PS}	: 補強前の鋼断面の全塑性軸方向圧縮力 ($=\sigma_Y A$)
P_p	: 取り出した柱部材の全塑性軸方向力
P_{YSA}	: 解析モデルにおけるエンドギャップの全塑性軸方向力
R_F	: 補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ
R'_F	: 補強後の補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ
R_R	: 縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ
R'_R	: 補強後の既設縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ
R_S	: 縦補剛材の幅厚比パラメータ
R'_S	: 増設縦補剛材の幅厚比パラメータ
S_1	: 時間に関する縮尺率
S_2	: 寸法に関する縮尺率
S_H	: 単位長さ当たりのせん断力
S_V	: P_p の 100 分の 1 の力による曲げに伴うせん断力
T	: 固有振動周期
t	: 補剛板の板厚

t_0	: $R_R=0.4$ を与える板厚
t_{eq}	: $R_R = R'_F$ を満足する補剛板パネルの板厚 (等価板厚)
t_f	: 補強フランジの板厚
t_s	: 縦補剛材の板厚
t'_s	: 増設縦補剛材の板厚
Δt	: 時間刻み
u	: 着目補剛板パネル間の平均縮み量
u_0	: 解析モデルにおける荷重載荷長の軸方向縮み
$v_{0,max}$: 板パネルの初期たわみの最大値
W	: 鋼断面の断面定数
w	: 断面コーナ一部のたわみ, あるいはダイアフラム位置のたわみがゼロとなるように補正した相対たわみ
$w_{0,max}$: 補剛板パネル全体の初期たわみの最大値
x	: 応答水平変位
\dot{x}	: 応答水平速度
\ddot{x}	: 応答水平加速度
\ddot{z}	: 水平地震加速度
α_0	: 限界アスペクト比
α_s	: EPS 断面の縦補剛材のアスペクト比
α_{sg}	: EPS 断面の縦補剛材間の板パネルのアスペクト比 ($=L_{sg}/b$)
α_t	: 補剛板パネルのアスペクト比
β_1	: コンクリートを充填しない鋼製柱部材からの強度上昇率
β_2	: コンクリートを充填した鋼製柱部材からの強度上昇率
γ	: 縦補剛材の剛比 (縦補剛材 1 本の曲げ剛度と補剛板パネル全体の板曲げ剛度に対する比)
γ^*	: 弾性座屈理論に基づく縦補剛材の必要最小剛比
γ_N	: 道路橋示方書で与えられる縦補剛材の必要最小剛比
γ'_s	: 増設縦補剛材の剛比
δ_{95}	: 最大曲げモーメントから 95%まで耐荷力が低下した時の水平変位
δ_e	: 供試体の弾性変形
δ_l	: EPS 断面より下端断面の回転角による水平変位
δ_{max}	: 最大応答変位
δ_p	: EPS 断面の変形による水平変位
δ_r	: 供試体基部の回転角により生じる変位
δ_R	: 残留変位
δ_s	: 縦補剛材 1 本の断面積比
δ'_s	: 増設する縦補剛材 1 個の断面積比
δ_u	: 最大曲げモーメント時の水平変位
δ_y	: 降伏水平変位

ε_{pu}	: EPS 断面の終局ひずみ
ε_Y	: 鋼材の降伏ひずみ
$\bar{\varepsilon}$: 平均圧縮ひずみ
θ	: 部材回転角
θ_p	: EPS 断面の回転角
θ_{req}	: 耐震上必要な部材回転角
θ_u	: M_{u0} あるいは M_{uc0} に対応する部材回転角
θ_Y	: M_Y に対応する実験供試体の降伏部材回転角
μ_s	: 鋼材のポアソン比
μ_c	: コンクリートのポアソン比
μ_u	: 塑性率 ($=\delta_u/\delta_Y$)
μ_{95}	: 95% 塑性率 ($=\delta_{95}/\delta_Y$)
ξ	: 中立軸の位置
ρ_a	: ボルトの許容力
ρ_{ae}	: 地震荷重に対するボルトの許容力
σ_c	: 軸方向圧縮応力
σ_{ck}	: コンクリートの一軸圧縮強度
σ_Y	: 鋼材の降伏応力
σ_{tu}	: 鋼材の引張強度
$\bar{\sigma}$: 平均圧縮応力度
ϕ	: 曲率
ϕ_p	: EPS 断面の平均曲率

主な用語

CPZM	: <u>C</u> ontrolled <u>P</u> lastic <u>Z</u> one <u>M</u> ethod の略で、地上部の鋼断面を制御断面とし、制御断面の鋼材の塑性変形を利用して、部材の変形性能を高めることを期待する耐震設計法の総称
EPS 断面	: <u>E</u> mbdedded <u>P</u> lastic <u>S</u> egment の略で、コンクリート充填柱部材内に設置する鋼断面
RBS	: <u>R</u> educed <u>B</u> eam <u>S</u> ection の略で、梁と柱の接合部での損傷発生を防止するために梁の一部を切り取る構造をいい、主に建築分野で用いられる
USSP	: <u>U</u> ltimate <u>S</u> trength of <u>S</u> teel <u>P</u> lated Structures の略で、補剛板構造の弾塑性有限変位解析を行うための専用プログラム
II 種地盤	: I 種地盤および III 種地盤のいずれにも属さない洪積地盤および沖積地盤
III 種地盤	: 沖積地盤のうち軟弱地盤
エンドギャップ	: 補強部材を縦補剛材に設置する際、ダイアフラムと縦補剛材との交差部分付近

の補強しない区間

- ハイブリッド地震応答実験：コンピュータ上での逐次数値積分による応答解析と、コンピュータでオンライン制御された載荷用アクチュエータとを組み合わせ、供試体に対して模擬的に動的載荷を行う実験方法
- レベル 1 地震動：橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動であり、弾性応答加速度が 200～300 gal の震度法レベルの地震動
- レベル 2 地震動：橋の供用期間中に発生する確率が低いが大きな強度をもつ地震動であり、タイプ I：弾性応答加速度が 700～1,000 gal で関東地震のようなプレート境界型の大地震、タイプ II：弾性応答加速度が 1,500～2,000 gal で内陸直下型の強地震
- 既設の鋼製橋脚：レベル 2 地震動に対応した耐震設計がなされておらず、座屈耐荷力が不足し、十分な変形性能を確保できない補剛板構造からなる鋼製橋脚
- 充填コンクリート：補剛板構造からなる柱部材の内部に、補剛板パネルの座屈変形を防止することを目的として充填されるコンクリート
- 新設の鋼製橋脚：レベル 2 地震動に対応できるように座屈耐荷力を高めた補剛板構造からなる鋼製橋脚
- 震度法：地震の影響によって構造物に生じる作用を静的な荷重に置き換えて耐震性能の照査を行う方法
- 制御断面：柱部材のなかで最初に塑性化する断面で、柱部材の耐荷力特性および変形性能の決定に著しい影響を及ぼす断面
- 全塑性軸方向力：断面全体が降伏に至るときの圧縮荷重
- 中詰めコンクリート：車両等の衝突による大変形を防止するために、鋼製橋脚の基部に充填されている比較的低強度のコンクリート
- 補剛板パネル：複数の縦補剛材によって補剛された補剛板
- 補剛板構造：複数の補剛板パネルから構成される断面構造

第 1 章 緒論

1.1 本論文の背景

鋼材は、コンクリートの約 3 倍の比強度（強度の比重に対する比）を有し、ねばりに富んだ建設材料である。したがって、鋼製橋脚は、同じ荷重条件で設計された鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚という）と比較すると、より小断面かつ軽量に設計することが可能である。鋼製橋脚は、溶接組立部材により複雑で多様な形状の橋脚を形成でき、現場での工期短縮も図れることから、空間的な制約が多く建築限界等の規制が厳しい都市内、地盤条件の軟弱な海上部・沿岸埋立地、および複雑な橋脚形状が必要となる場所等、RC 橋脚での建設が困難な場所に建設されている。鋼製橋脚の柱部材を構成するフランジプレートには主に板厚 40 mm 以下の鋼板が用いられ、柱部材高さ方向の作用曲げモーメントの分布形状に応じた橋脚高さ方向に板厚の異なる変断面構造、および座屈に対する抵抗を高めるため複数の縦補剛材により補強・補剛された補剛板構造が採用されている。柱部材の下端には車両等の衝突による大損傷を防止するため、低強度のコンクリート（以下、中詰めコンクリートという）が充填されているのが通常である（図-1.1 参照）。この中詰めコンクリートは強度部材として考慮されず、その自重のみを考慮してコンクリートを充填しない鋼製橋脚として既設の鋼製橋脚は設計されてきた。断面形状は、図-1.2 に示すように、円形断面、矩形断面、あるいはコーナー部を円弧状にした R 付断面など、また、橋脚形式も、単柱形式から複雑な形状のラーメン橋脚までと、鋼製橋脚は多様であり、多くの設計パラメータを有する構造である。ただし、一般に RC 橋脚と比較して製作費が高く、座屈変形により急激な耐荷力の低下が発生する補剛板構造を鋼製橋脚として用いる例は、海外ではほとんど見られない。

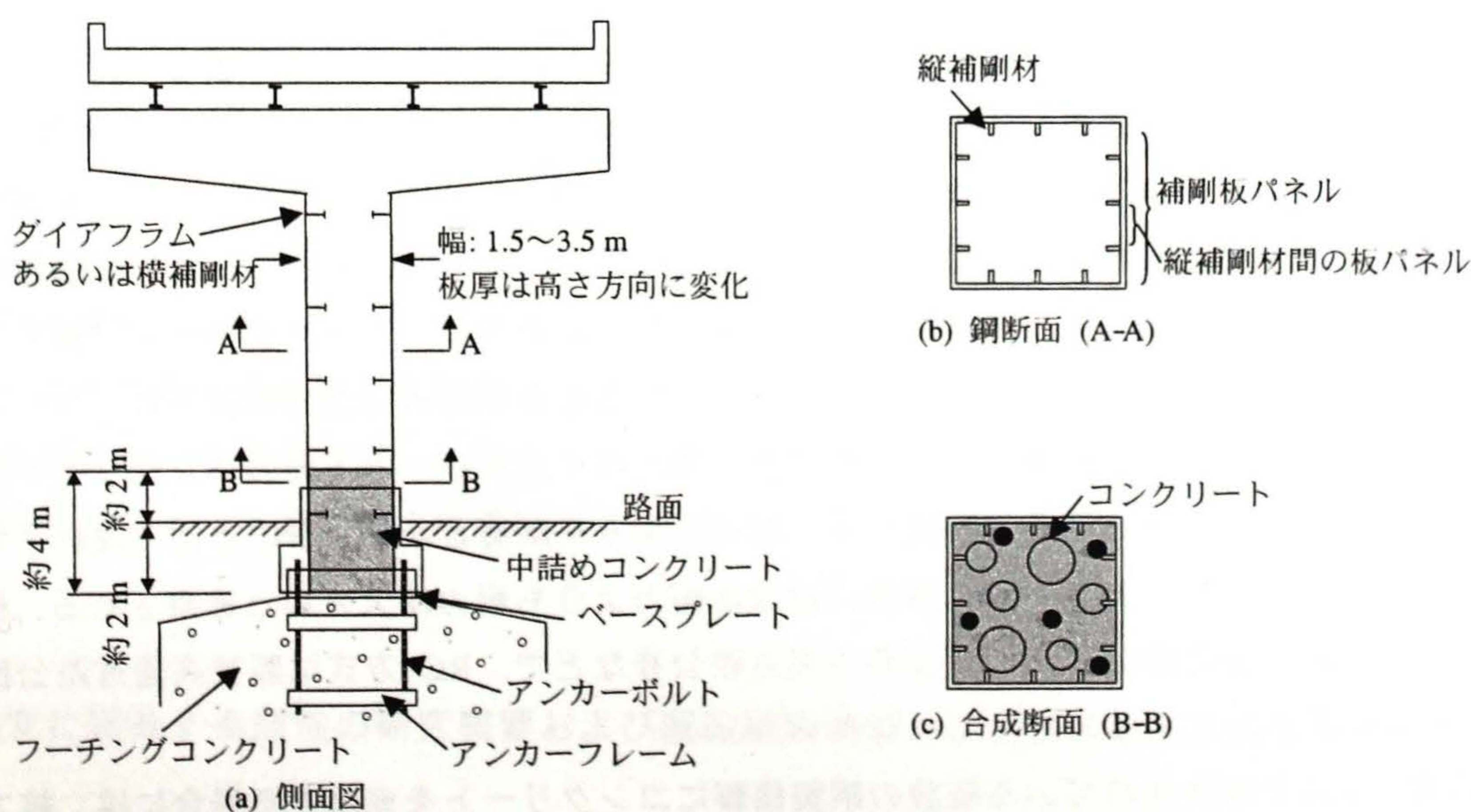


図-1.1 単柱形式の既設鋼製橋脚の例

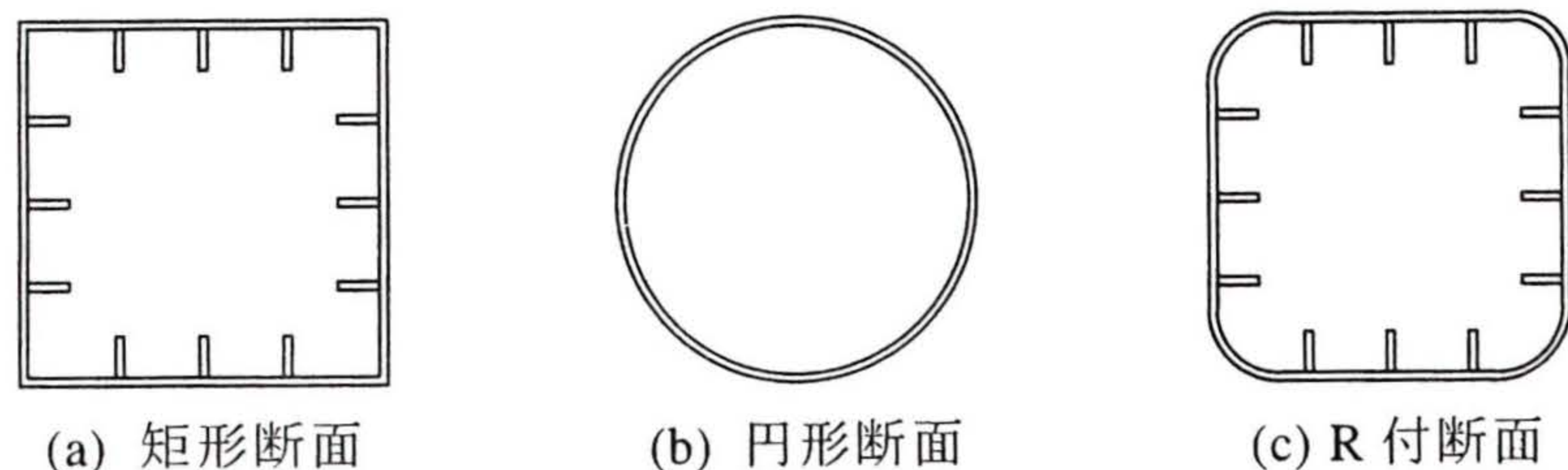


図-1.2 鋼製橋脚の断面の例

1995 年 1 月 17 日未明に発生した兵庫県南部地震により、鋼製橋脚は、脚柱の圧壊（2 例）をはじめ、補剛板パネルの局部座屈変形、箱断面柱部材角部の溶接割れ、鋼製ラーメン橋脚横梁腹板のせん断座屈をはじめとする座屈変形および脆性的な亀裂の発生など多くの被害を受けた。柱部材下端の基部定着部にも、アンカーボルトの伸び・破断、および柱部材下端の溶接割れなどの損傷が見られた[1.1～1.5]。地上部の構造部材が限定された範囲に損傷を受け、その程度が軽微である場合には、損傷部材・損傷鋼板を補修・補強する、あるいは新しい鋼板と取り換える復旧方法が採用された。路面下の基部定着部が損傷を受けた場合には、大掛かりな補修・補強工事とそれに伴う交通遮断とが必要となり、多大な時間と費用とを要した。また、従来の補剛板構造を有する既設の鋼製橋脚の耐震性の不足が改めて指摘された。

十分な耐震性を有しない既設の単柱形式矩形断面の鋼製橋脚の主な耐震性向上法[1.6～1.11]には、(i) コンクリート充填補強工法（柱部材にコンクリートを追加充填する）、および (ii) 縦補剛材補強・追加工法（縦補剛材を補強・追加する）が挙げられる。コンクリート充填補強工法は、補剛板パネルの局部座屈の発生を防止し、部材の耐荷力と変形性能とをともに改善できることを期待した方法である。縦補剛材を追加・補強する方法は、補剛板パネルの座屈強度を向上させることによって、柱部材の変形性能を主として改善できることを期待した方法であり、コンクリートを充填した柱部材の耐荷力がアンカー部の耐荷力を上回る場合、すなわちコンクリート充填補強工法の適用が困難な場合に採用される。

ここで、鋼製橋脚を支持するアンカー部の設計には、図-1.3 に示すように、引張力に対してはアンカーボルトで、圧縮力に対してはベースプレート下面のフーチングコンクリートで抵抗する鉄筋コンクリート方式（RC 方式）[1.12]、およびベースプレート下のコンクリートによる支圧の効果を考慮せずアンカーボルトとアンカーフレームとで地震力に抵抗する（杭方式）[1.13～1.15]の 2 つの設計法がある。RC 方式で設計される柱部材下端のベースプレートは、格子状に補剛され、ベースプレート下面のコンクリートが確実に支圧に抵抗できるように配慮されている。基部定着部が杭方式で設計され、ベースプレート下面にコンクリートが確実に充填されている場合には、ベースプレート下面のコンクリートによる支圧の効果を考慮するとアンカー部の挙動は、アンカーボルトを鉄筋とみなし RC 方式で設計された基部定着部の性状に近いとされ[1.16～1.18]、実際には設計耐力よりも耐力が大きいと推察される。杭方式は日本道路公団、首都高速道路公団、および名古屋道路公社などで、RC 方式は阪神高速道路公団、および大阪市などで採用されている。

定着部が RC 方式で設計されている既設の鋼製橋脚にコンクリートを充填する場合には、杭方式の場合と異なり、アンカー部の終局強度が比較的正確に評価され設計耐力と実際の耐荷力とがほぼ等しいこと[1.19]、および中詰めコンクリートの影響により実際の柱部材の耐荷力は設計値と比較してかなり上昇

していると考えられることから、柱部材の耐荷力が定着部の耐荷力に比べて相対的に大きくなると考えられる。すると、強地震動が作用する場合、兵庫県南部地震により定着部に被害を受けた鋼製橋脚のように、低サイクル疲労に起因する路面下に位置する柱部材下端断面のコーナー部での鋼板の割れやアンカーボルトの伸びや破断などの発生が懸念される[1.20]。

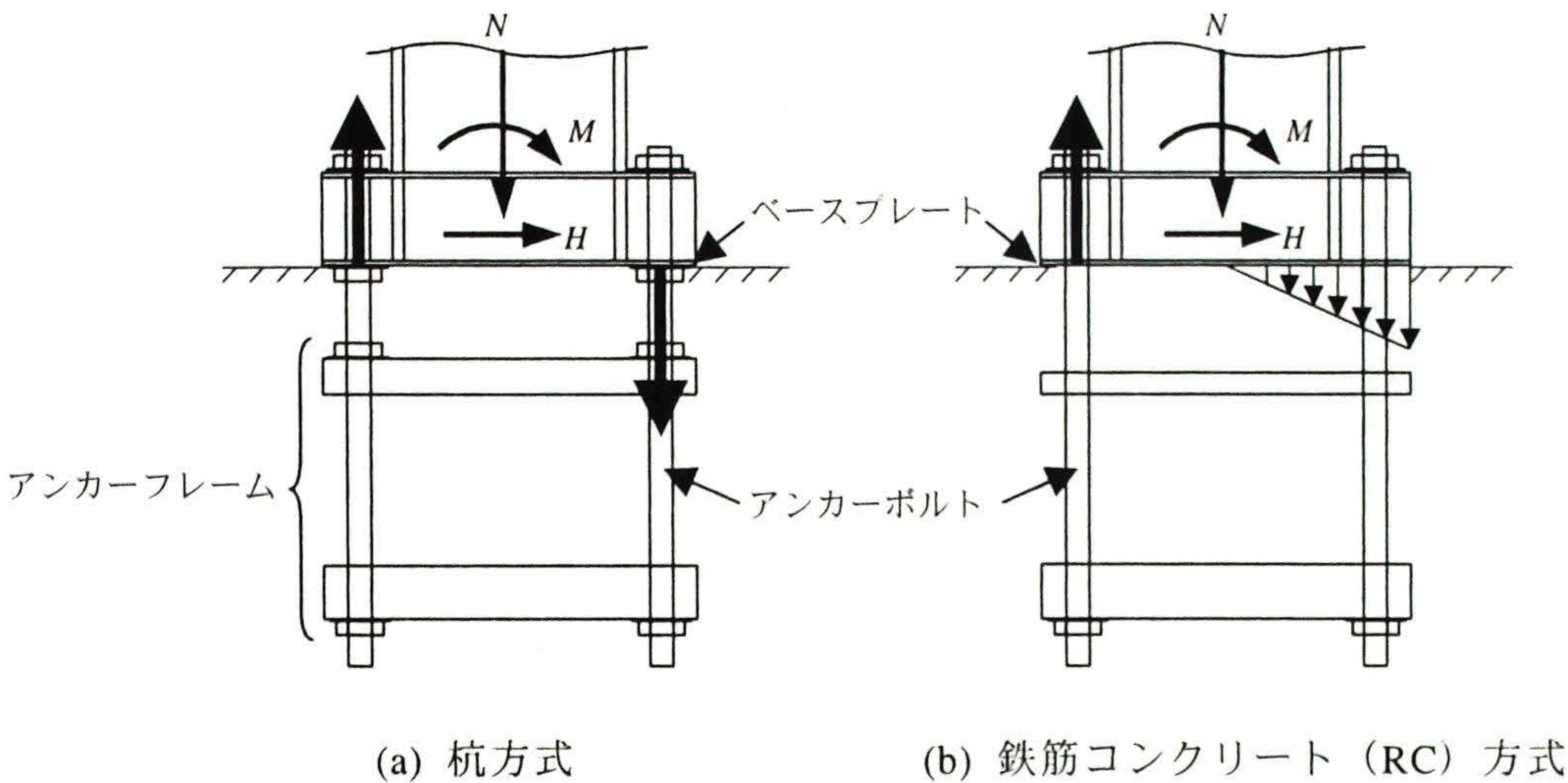


図-1.3 アンカー部の力学モデル

路面下にある柱部材基部への損傷発生は、被災後の緊急点検や応急復旧を行う際、専用機械等により路面を掘削し柱部材基部を露呈させる必要が生じるため、柱部材基部付近への損傷が想定される耐震補強法の採用は耐震設計上の修復性の観点から好ましいとは言えない。したがって、柱部材基部付近での損傷を防止あるいは低減できる耐震構造の採用が合理的、経済的であると考えられる。とりわけ、アンカー部の補修あるいは補強が困難である既設の鋼製橋脚の耐震性向上に際しては、柱基部での損傷を防止あるいは低減でき、かつレベル2地震動[1.21]に対応した補剛板パネルの変形性能を確保できる耐震性向上法を適用することが重要である。また、その耐震性向上法によって得られる補強効果、補強後の柱部材の耐震性能、および補強後の限界状態を明らかにする必要がある。既設の鋼製橋脚の耐震補強のように、新たに部材を追加して既存の構造の一部を補剛あるいは補強する場合には、補強後の柱部材は構造が複雑となるため、これまでの設計に用いられていた経験式および設計式をそのまま適用できるか否か不明な点が多い。したがって、補強後の柱部材の塑性後の挙動について十分に把握するためには、実験的な評価手法によって補強後の柱部材の耐荷力あるいは変形性能を評価する方法が有効である。

1.2 本論文に関連する既往の研究概要および既設鋼製橋脚の耐震性向上法に関する現状

a. 兵庫県南部地震発生以前の耐震設計

兵庫県南部地震の発生以前から、薄肉補剛板構造により構成される矩形断面鋼製橋脚の耐荷力と変形

性能とに着目し、十分な耐震性能を確保するための研究が実施されていた[1.22～1.24]。建設当時の設計法にしたがって設計された鋼製橋脚は、(i) 橋脚頂部の水平変位 δ が降伏水平変位 δ_y の 2.0～2.5 倍で補剛板パネルが座屈変形するため、適切に設計された RC 橋脚よりも変形性能が小さく、弾性応答加速度が 1,000 gal 程度の地震動に対する安全性に問題があり[1.25]、(ii) 座屈の防止には、補剛板パネルおよび縦補剛材間の板パネルの幅厚比を制限することが有効である[1.20]。 (iii) 幅厚比制限が適切でないと、鋼材の塑性変形が十分生じないうちに座屈が発生するため変形性能はあまり期待できず、(iv) 幅厚比制限を厳しくして局部座屈を許容しない場合には疲労の累積は逆に顕著になり割れが発生するため、座屈以外に疲労亀裂が引き金となって脆性的な破壊も起こりえる[1.20, 1.24]。さらに、(v) 断面の決定に考慮する地震動と耐震性能の照査に考慮する地震動との 2 段階の地震動を設計で考慮する 2 段階設計法の必要性についても述べられていた[1.24]。鋼製橋脚の補剛板パネルの耐荷力を向上するための幅厚比制限に関する知見としては、例えば文献 1.20 によると、制御断面（地震力を受けた際、橋脚柱部材において最初に塑性化する断面で、この断面で柱部材のじん性を確保する）では縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R を 0.4 以下、縦補剛材の剛比 γ を弾性座屈理論に基づく必要最小剛比 γ^* の 3 倍以上、縦補剛材の幅厚比パラメータ R_S を 0.5 以下、軸方向圧縮力 P と断面が全降伏に至る全塑性軸方向圧縮力 P_Y との比 P/P_Y を 0.07 以下とすること、ならびに制御断面以外の断面では R_R を 0.5～0.7、 R_S を 0.7 以下、縦補剛材の剛比 γ を道路橋示方書で定める必要最小剛比 γ_N 以上とすることが述べられていた。しかしながら、当時、鋼製橋脚の設計は、設計水平震度が 0.2～0.3（弾性応答加速度が 200 gal 程度）で、地震時には安全率 1.7 に地震時の許容応力度の割増し係数 1.5 を見込んだ弾性設計を基本とし、塑性域での柱部材の耐荷力あるいは変形性能を考慮していなかったこと[1.27]、なによりも実際に地震によって鋼製橋脚が損傷被害を受けなかったこと等から、それらの成果は、各設計基準・指針等へ反映されていなかったものと考えられる。一方、RC 橋脚は、早くから塑性域での耐荷力および変形性能に着目した研究がすすめられ、最大の弾性応答加速度が 1,000 gal 程度であるが、道路橋示方書にも既に大地震を対象とした地震時保有水平耐力照査法が規定されていた。

b. 兵庫県南部地震発生以降の耐震設計

地震直後の 1995 年 3 月には、土木学会内に「耐震基準等基本問題検討会議」が設置され、震害の軽減を目的とした耐震基準等の基本的方針についての検討が始められた。そして、同年 5 月には、従来の設計対象地震（レベル 1 地震動、弾性応答加速度が 200～300 gal の震度法レベルの地震）、およびレベル 2・タイプ I 地震動（弾性応答加速度が 700～1,000 gal で関東地震のようなプレート境界型の大地震）、および兵庫県南部地震のようなレベル 2・タイプ II 地震動（弾性応答加速度が 1,500～2,000 gal で内陸直下型の強地震）という強さの異なる地震動を定義し、いわゆる「2 段階設計法」ならびに「性能規定型設計法」を提唱している「第一次提言」および「第二次提言」[1.28, 1.29]が公表された。その中で、既存土木構造物の耐震診断を早急に実施し、新しい基準を満たさない全ての構造物に耐震補強を施す必要性のあることが強調されている。一方、日本道路協会でも、建設省（現、国土交通省）の指導のもとに、「兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会」が設けられ、地震により被災した道路橋の復旧方法について検討された。1995 年 2 月には、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様（案）」（以下、復旧仕様という）[1.30]、同年 5 月には、復旧仕様にもとづく設計計算例[1.31]も作成されている。

その後、レベル 2 地震に対しても、致命的な被害を防止し、限定された損傷にとどまるような橋脚、

とくに鋼製橋脚の新たな設計法を確立するために、建設省土木研究所（現、独立行政法人土木研究所）、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社、鋼材倶楽部（現、日本鉄鋼連盟）、および日本橋梁建設協会が中心となって、実橋脚の約 1/3～1/4 のスケールの大型実験供試体を用いた繰返し載荷実験、およびハイブリッド地震応答実験（コンピュータ上での逐次数値積分による応答解析と、コンピュータでオンライン制御された載荷用のアクチュエータによる復元力実測実験とを組み合わせ、供試体に対して擬似的に動的載荷を行う仮動的実験方法）とが実施された[1.32～1.40]。ここでは、主に、従来の断面構造よりも優れた耐荷力特性と変形性能とが期待できる合成断面の採用や、新設の鋼製橋脚を対象とした変形性能を確保するための構造の有効性などについて検討されている。

新設の橋脚に対して、土木学会の提言や上述の研究成果を踏まえた設計をできるだけ早く行うべく、1996 年 12 月には、道路橋示方書・同解説・Ⅴ耐震設計編[1.41]が改訂された。ここでは、従来の震度法レベルの地震をレベル 1 地震動、プレート境界型の大地震をレベル 2（タイプⅠ）地震動、また内陸直下型の地震をレベル 2（タイプⅡ）地震動と定め、それぞれの地震動に対する設計法が示された。さらに、動的応答解析による照査が推奨され、所定の応答加速度スペクトルにフィットするように振幅調整された照査用の地震加速度波も提案されている。新設の鋼製橋脚の場合には、レベル 2 地震動に対応できるよう柱部材の座屈損傷を防止するため、比較的厚肉の鋼板を使用し、少数の大きいサイズの縦補剛材を溶接接合することによって、補剛板パネルの座屈耐荷力を高め、局部座屈による耐荷力の低下を考慮しなくてもよい補剛断面を採用するとともに、合成断面の採用が薦められている[1.21]。コンクリートを充填できないため柱部材の耐荷力を決定する制御断面を鋼断面とせざるを得ない場合には、(i) 縦補剛材間の板パネルの幅厚比を小さくし、縦補剛材の寸法を大きくする。それとともに、(ii) 断面の角溶接部が割れないようにコーナープレートなどにより角補強を行って変形性能を向上させ、さらに (iii) 弾塑性動的応答解析を用いた設計を行うことが薦められている。また、鋼橋構造物の中で、地震動による大きな変位を吸収したり、地震エネルギーを塑性変形で吸収するのは、原則として支承と橋脚柱部材のみとされた。

c. 耐震補強の現状と課題

既設の鋼製橋脚の耐震補強を行うため、各公団、公社においても、復旧仕様、道路橋示方書、および上述の実験による成果を参考にして、独自の補強設計要領[1.6～1.8]の作成や、道路橋設計基準の改訂作業が行われてきた。支承も重要な構造要素として位置付けられ、レベル 2 の地震動で崩壊しない設計が義務付けられた[1.21]。兵庫県南部地震により崩壊したり、損傷を受けた鋼製支承は、主として、硫化天然ゴムと鋼板との積層構造からなるゴム支承(免震ゴム支承あるいは反力分散ゴム支承)に交換された。損傷を受けなかった既存の鋼製支承についても、レベル 2 地震動に対象とした耐震設計がなされていないため、主として、同じくゴム支承へ交換されている。

十分な耐荷力と変形性能とが確保できない既設の鋼製橋脚の耐震補強を行う際に適用する耐震補強方法は、定着部の損傷を防止するという観点から、表-1.1 および図-1.4 に示すように、各終局曲げモーメント、すなわちアンカー部の終局曲げモーメント $M_{u,anc}$ 、コンクリートを充填した柱部材基部断面の終局曲げモーメント M_{uc} 、および中詰めコンクリート直上の鋼断面の全塑性曲げモーメント M_p から換算される柱部材基部に作用する曲げモーメント M_p^* の値を比較して、ケース 1～3 に分類し決定される。

表-1.1 補強方法の選定

終局曲げモーメントの大きさの比較		補強方法
ケース 1	$M_p^* < M_{u,anc} < M_{uc}$	縦補剛材を追加・補強する補強
ケース 2	$M_{u,anc} \leq M_p^*$	アンカー部の補強 (アンカー部の補強後, 縦補剛材を追加・補強する補強)
ケース 3	$M_{uc} \leq M_{u,anc}$	コンクリート充填補強

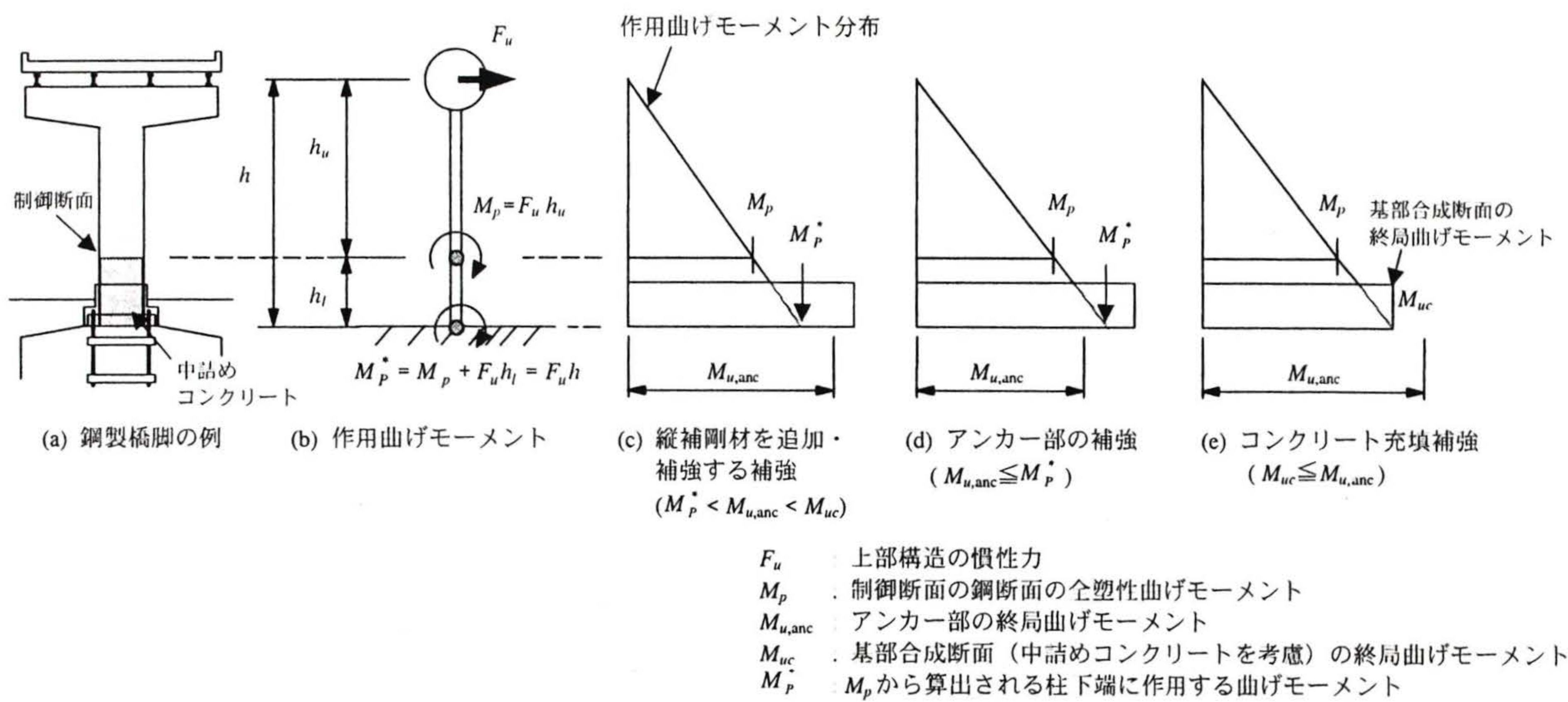
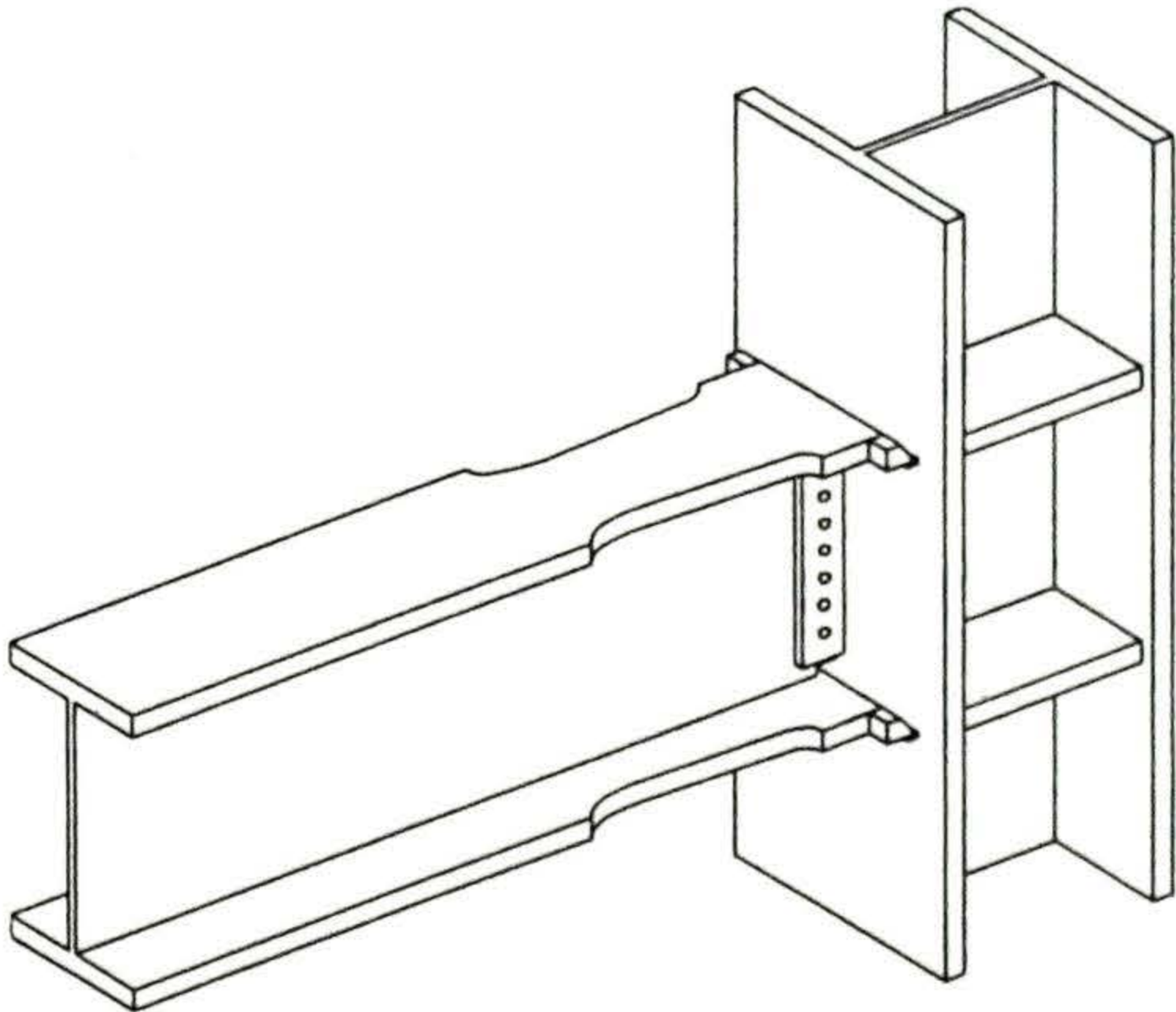


図-1.4 作用曲げモーメントの分布および補強方法の選定

コンクリートを充填した柱部材の終局曲げモーメントがアンカー部の終局曲げモーメントよりも小さい場合（ケース 3）には、鋼断面内の板厚変化部や中埋めコンクリート充填断面の直上の鋼断面が損傷を受けないような高さまでコンクリートを追加充填し、合成断面とするコンクリート充填補強工法が柱部材の耐荷力および変形性能の向上に有効である[1.42～1.47]。建設当初の設計基準にしたがって建設された設計水平震度が比較的小さい既設の鋼製橋脚の耐震補強を実施する場合、コンクリートを柱部材全長にわたって充填すると橋脚基礎への影響が相対的に大きくなることから、必要最低限のコンクリート充填高さについての検討も実施されている。コンクリート充填補強工法は、施工性・経済性に有利な方法の 1 つであり、標準的な補強工法として採用されている[1.6～1.8]。このとき、制御断面は、橋脚基部に近い柱部に設定される。

コンクリート充填補強工法が適用できない場合、すなわち、コンクリートを充填した柱部材の耐荷力が基部定着部の耐荷力を上回る場合（ケース 1）には、コンクリート充填工法に比較して耐荷力の上昇、および補強部材による脚自重の増加が小さい縦補剛材を追加・補強する耐震補強工法の適用が検討される。この場合、アンカー部が杭方式により設計された鋼製橋脚の場合には、補強部材をダイアフラムあるいは横補剛材位置で連続化する縦補剛材を追加・補強する工法が採用されている[1.10, 1.11]。必要に

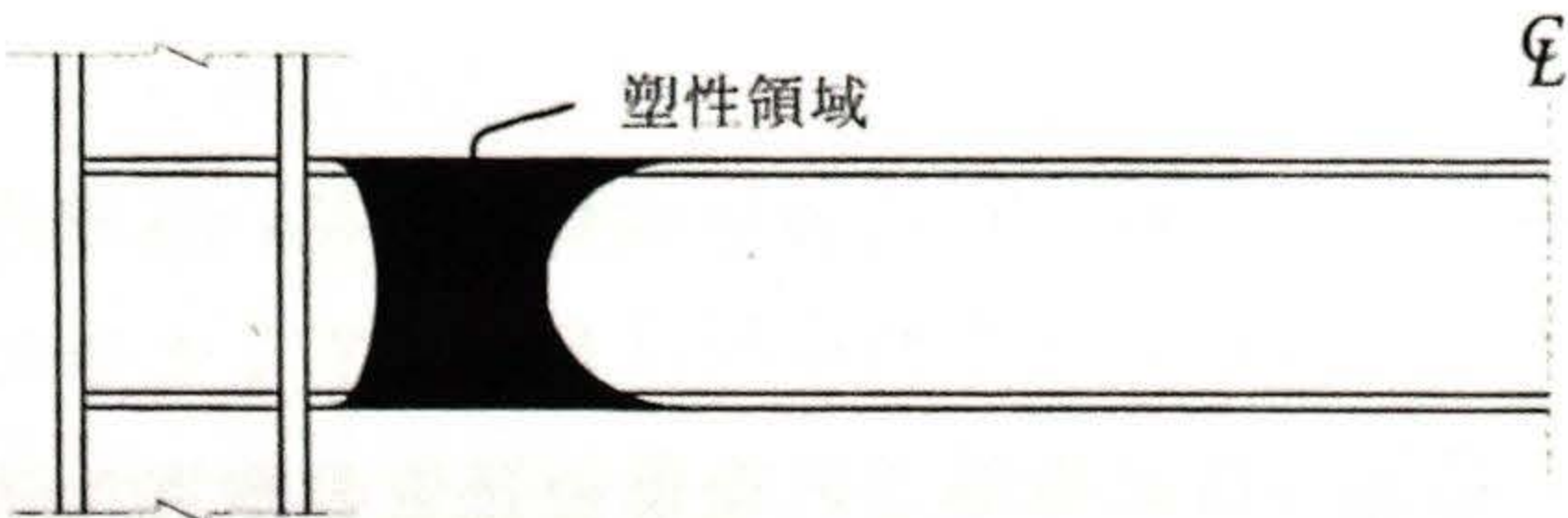
応じて、縦補剛材の横倒れ座屈を防ぐために、横倒れ防止板を設置する構造も採用されている。この方法では、補強部材の断面積も圧縮力に抵抗するため、補強部材の断面積に応じて耐荷力が上昇する[1.48, 1.49]。一方、阪神高速道路公団のように、アンカー部が RC 方式により設計された既設の矩形断面鋼製橋脚を耐震補強する場合には、座屈を防止するが、強度の上昇を低減できることを期待して、追加する補強部材とダイヤフラムとを連続化しないで縦補剛材を追加・補強する耐震補強法が採用されている。同じく大阪市ではアンカーボルトの塑性変形を利用した補強方法も採用されている例が見られる。アンカーボルトの塑性変形により大きな地震変位を吸収する方法については、文献 1.50, 1.19 で検討され、最大応答変位が大きくなるが、残留変位は小さくできるという研究成果が示されている。ただし、アンカーボルトあるいは定着部の損傷を防止するためのアンカー部の補強（ケース 2）は、補強工事が大がかりとなり多大な費用と時間とが必要になるだけでなく、空間的な設置条件の厳しい場所に建設されている鋼製橋脚の場合、補強のための十分なスペースがないことが多く、実際に適用された例はほとんど見られない。



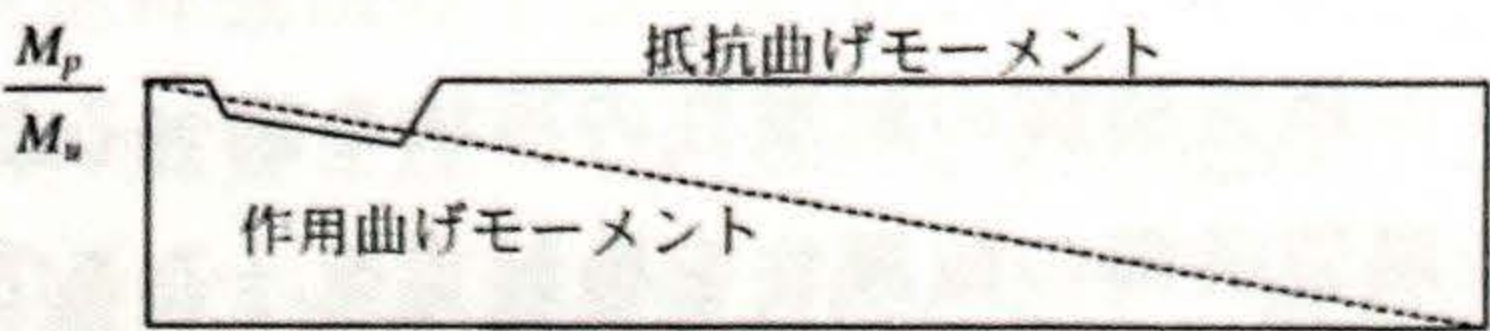
(a) 梁部材と柱部材との接合部の例



i) 梁部材の上下フランジ



ii) 側面図と塑性領域



iii) 抵抗曲げモーメント図

(b) 接合部に作用する曲げモーメント分布および上下フランジの形状

図-1.5 RBS を設けた建築ラーメン構造の柱と梁との接合部

鋼製橋脚の路面下にある柱基部に損傷が発生すると、震災後の緊急点検や応急復旧を行う際、専用機械等により路面を掘削し柱基部を露出させる必要が生じるため、損傷後の復旧には多大な費用と時間とを要する。既設の鋼製橋脚の耐震性向上を対象とした検討が数多く実施されている[1.51～1.56]が、定着部での損傷を確実に防止するためには、耐荷力の上昇はできるだけ伴わずに変形性能のみを向上できる耐震補強法の採用が重要である。このような点に着目した耐震補強工法として、円形断面柱部材を対象として、無補強部分を残して円形断面外側に鋼板を溶接し補強する文献 1.57, 1.58 の方法が挙げられる。一方、文献 1.59～1.61 には、建築構造物を対象として、溶接接合やボルト接合が施される梁部材と柱部材との接合部に着目し、接合溶接部での割れや接合ボルト部の破断などの脆性的な崩壊を防止するとともに、耐荷力の上昇を抑え十分な変形性能を確保できるような方法（RBS: Reduced Beam Section）が開発・提案されている。例えば、図-1.5 に示すように、接合部から離れた梁部材の上下フランジの形状を、接合部が全塑性曲げモーメントに至る時の曲げモーメント分布を 5～10 %低減した形状になるように切削加工する方法であり、すでに多くの建築構造物に採用されている。

以上のように、補剛板構造からなる鋼製橋脚の耐震性能、すなわち耐荷力と変形性能との向上に向けての検討は、兵庫県南部地震の発生以前から、とりわけ発生後には精力的にすすめられている。しかしながら、現在のところ、設置条件、ならびに定着部の終局耐荷力および上部構造の死荷重などの設計条件が制約条件として課される既設の矩形断面鋼製橋脚、とりわけ、その柱部材定着部の耐荷力の関係でコンクリート充填補強工法が適用できない場合を対象として、柱部材基部付近での損傷の発生を確実に防止し、耐荷力の上昇をできるだけ伴わずに変形性能を向上できる耐震性の向上方法、および、その効果についての検討が不足していると考えられる。鋼製橋脚においても、柱部材と定着構造とを接合する柱部材基部付近における損傷を防止するためには、建築分野で広く採用されている RBS のように、柱部材基部から少し離れた断面に最終的な損傷が発生させ、この断面の鋼板の大きな塑性変形を利用することによって、定着部での損傷を確実に防止できる耐震構造を採用する方法も考えられる[1.62, 1.63]。また、耐震性向上に要求される項目を整理し、これからの単柱形式の既設鋼製橋脚の耐震性向上のための設計コンセプトを明確にすることも重要であると考えられる。

1.3 本論文の目的および概要

本論文では、レベル 2 地震動に対応した耐震設計がなされていない既設の矩形断面鋼製橋脚の柱部材を対象として、これからの耐震性向上に必要とされる項目を明示するとともに、強度上昇量をコントロールでき、実用上十分な変形性能の確保と柱定着部での損傷の発生の確実な防止とが可能な耐震構造を開発・提案することを目的としている。

まず、現在の矩形断面単柱形式の鋼製橋脚の耐震性の現状を調べるために、既設の鋼製橋脚、補強した既設の鋼製橋脚、および新設の鋼製橋脚の耐震性を検討する。ここで、既設の鋼製橋脚は、耐震性の向上効果を評価するための基準となるレベル 2 地震動を想定した耐震設計がなされていない単柱形式の矩形断面鋼製橋脚、補強した既設の鋼製橋脚は、施工性・経済性に有利であり基本的な補強工法とされるコンクリート充填補強工法を適用した既設の矩形断面鋼製橋脚、および新設の鋼製橋脚は、レベル 2 に対応して設計された補剛板構造を有する鋼製橋脚である。鋼製橋脚の耐震性能および耐震補強効果に

ついでに、現状を考察し、既設単柱形式の矩形断面鋼製橋脚の柱部材を対象として耐震性を向上する上で、定着部での損傷の発生を確実に防止することが重要であり、柱部材の耐荷力を著しく上昇させずに変形性能のみを向上できる耐震性向上法の採用が必要である。そこで、柱部材の鋼断面を制御断面とし、その断面の鋼板の大きな塑性変形を利用して柱部材全体の変形性能を確保し、レベル 2 地震動に対応するための耐震設計コンセプトを提案し、その有用性、および、そのための具体的な耐震構造について考察する。

つぎに、鋼板の塑性変形を利用する耐震構造の 1 つとして、既に採用されている縦補剛材を追加・補強する耐震補強方法により既設の鋼製橋脚を耐震補強する場合の補強効果、および有効性を実験的に検討する。さらに、建築分野で広く用いられている RBS の考え方を参考にして、鋼製橋脚柱部材と定着部との接合部あるいは定着部近傍の柱部材に損傷を発生させずに、柱部材の補修しやすい箇所に、強度的な弱点部を設けて、鋼板の大きな塑性変形を積極的に利用する新しい既設の鋼製橋脚の耐震構造を提案するとともに、これからの既設鋼製橋脚の耐震補強に要求される項目を提言している。

本論文は 5 章から構成しており、各章の内容を要約すると、以下のとおりである。

第 1 章では、本研究の背景ならびに鋼製橋脚における矩形断面柱の耐震補強の現状について述べ、本研究の位置付けと目的とを明らかにしている。また、本論文の概要をまとめている。

第 2 章では、既設の鋼製橋脚、すなわちレベル 2 地震動を想定した耐震設計がなされておらず、耐震補強が必要となる鋼製橋脚の耐震性能、および新設の鋼製橋脚、すなわちレベル 2 地震動に対応して設計された鋼製橋脚の耐震性能について検討するため、死荷重を想定して一定の軸方向圧縮力を作用させた状態で水平変位を繰返し漸増させる漸増繰返し水平変位載荷実験を実施している。既設の鋼製橋脚に対する耐震補強法の中でも、施工性・経済性に有利であり基本的な耐震補強方法として採用されているコンクリート充填補強工法を既設の鋼製橋脚に適用する場合の補強効果を、充填するコンクリートと鋼板との付着の程度に着目し実験的に明らかにするとともに、その適用範囲について考察を加えている。従来の耐震補強方法を比較・考察し、実用上十分な変形性能を確保するとともに定着部での損傷の発生を確実に防止するためには、柱部材基部の合成断面を制御断面とせず、合成断面に比べて高い精度で強度上昇量をコントロールできる鋼断面を制御断面とする、すなわち、柱部材の中程の鋼断面を制御断面に設定し、この断面の鋼板の大きな塑性変形を利用することによって、柱部材全体の変形性能を確保することを期待した既設単柱形式の矩形断面鋼製橋脚の耐震性向上方法の必要性和有用性について述べている。

第 3 章では、アンカー部の終局耐荷力の関係でコンクリート充填補強工法が適用できない鋼製橋脚の耐震補強方法として実施される耐震補強法の 1 つであるエンドギャップ（補強しない区間）を設けて縦補剛材を追加・補強する補強方法の概要を述べている。この方法は、コンクリートを充填する補強方法が適用できない既設の鋼製橋脚に適用する耐震補強方法として、阪神高速道路公団と共同で検討した耐震補強方法である。追加する補強部材をダイアフラム位置で不連続とし、不連続部の鋼板の大きな塑性変形能を利用している点が、首都高速道路公団あるいは名古屋道路公社などで実施されている縦補剛材を追加・補強する耐震補強方法とは異なる。既設の矩形断面鋼製橋脚を想定した柱部材に、エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する補強方法を適用した場合の耐震性能を、軸方向荷重を漸増させ

て載荷する純圧縮力載荷実験，および漸増繰返し水平変位載荷実験により検討している．柱部材に作用する軸方向圧縮力の違いが補強効果に及ぼす影響についても検討している．実測された地震加速度を入力するハイブリッド地震応答実験を実施し，耐震性についても明らかにしている．この補強方法では，補強部材を高力ボルトにより接合するが，適切なボルト間隔の決定方法について提案するとともに，この補強方法を圧縮補剛板に適用する場合の留意点について考察を加えている．なお，耐震補強効果の比較・検討には第2章で耐震性能を明らかにした既設の鋼製橋脚，コンクリートを充填した既設の鋼製橋脚，および新設の鋼製橋脚の結果を用いる．

第4章では，新しい耐震補強方法として，既設の矩形断面鋼製橋脚の柱部材の中程の特定の断面を制御断面とする，すなわち，損傷を発生させる鋼断面を特定し，その断面の塑性変形により柱部材の変形性能を改善する新しい耐震補強法を提案し，その補強方法の概要をまとめている．この方法では，制御断面以外の断面では座屈の発生を防止する必要がある，本研究では，制御断面以外の断面にはコンクリートを充填する方法を採用している．つぎに，純圧縮力載荷実験を実施し，この補強方法により得られる補強効果を検証している．さらに，既設の鋼製橋脚の柱部材にこの補強方法を適用した場合を対象として，漸増繰返し水平変位載荷実験およびハイブリッド地震応答実験を実施し，代表的な繰返し荷重である地震荷重が作用する場合の耐震性能を明らかにし，提案する補強方法の有用性を検討している．補強後の各種限界状態についても明らかにしている．なお，耐震補強効果の比較・検討には第2章で耐震性能を明らかにした既設，コンクリートを充填した既設，および新設の鋼製橋脚の結果を用いる．

第5章では，橋脚の高さの中央付近で塑性変形を生じさせて地震エネルギーを吸収し，橋脚基部を損傷させない耐震補強法の有効性をまとめ，これからの既設鋼製橋脚の耐震補強に要求される項目を提言している．

参考文献

- 1.1 兵庫県南部地震道路震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，建設省，1995.12.
- 1.2 土木学会鋼構造委員会鋼構造震災調査特別小委員会：阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析，土木学会，1999.5.
- 1.3 土木学会：阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について，1995.5.
- 1.4 Fukumoto, Y., Watanabe, E., Kitada, T., Suzuki, I., Horie, Y. and Sakoda, H.: Reconstruction and Repair of Steel Highway Bridges by the Great Hanshin Earthquake, Proceedings of Bridge Management 3, University of Surrey, Guildford, U.K., pp. 8-16, 1996.4.
- 1.5 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，土木・地盤①，土木構造物の被害・第1章 橋梁，土木学会，1998.5.
- 1.6 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領（案）・同施工マニュアル（案），1997.3.
- 1.7 名古屋高速道路公社保全部：既設鋼製橋脚の耐震補強要領（案），1996.9.
- 1.8 首都高速道路公団：既設鋼橋脚の耐震性向上設計要領（暫定案），1996.8.
- 1.9 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997.8.
- 1.10 山崎和夫，半野久光，田嶋仁志，船本浩二：首都高速道路における既設鋼製橋脚の耐震補強（上）

- －矩形鋼製橋脚－，橋梁と基礎，Vol. 33，No. 6，pp. 33-38，1999.6.
- 1.11 山崎和夫，半野久光，田嶋仁志，船本浩二：首都高速道路における既設鋼製橋脚の耐震補強（下）
－矩形鋼製橋脚－，橋梁と基礎，Vol. 33，No. 7，pp. 24-27，1999.7.
- 1.12 阪神高速道路公団：設計基準，第2部，構造物設計基準（橋梁編），1994.7.
- 1.13 首都高速道路公団：鋼構造物設計基準，1992.4.
- 1.14 名古屋高速道路公社：鋼構造物設計基準，1995.10.
- 1.15 日本道路公団：設計要領・第2集，第7編 橋梁上部構造，1990.7.
- 1.16 後藤芳顕，日比幸一，上条 崇，藤原英之，小畑 誠：アンカーフレーム杭方式による鋼製柱定着部の繰返し載荷実験，構造工学論文集，Vol. 41A，土木学会，pp. 1137-1143，1995.3.
- 1.17 後藤芳顕，上条 崇，藤原英之，小畑 誠：鋼製橋脚定着部の終局挙動とそのモデル化に関する考察，構造工学論文集，Vol. 42A，土木学会，pp. 987-999，1996.3.
- 1.18 後藤芳顕：地震力を受ける鋼製橋脚アンカー部の終局挙動と耐震設計法，平成9年度～平成10年度科学研究費補助金（基盤研究(B)(2)）研究成果報告書，1999.3.
- 1.19 迫田治行，北田俊行，尾立圭巳，加賀山泰一：鉄筋コンクリート方式で設計された鋼製橋脚定着部の終局限界状態と非弾性挙動の定式化，鋼構造論文集，第6巻，第21号，日本鋼構造協会，pp. 83-96，1999.3.
- 1.20 阪神高速道路管理技術センター，日本鋼構造協会：鋼製橋脚の塑性時の変形性能に関する研究業務報告書，1995.3.
- 1.21 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，2002.3.
- 1.22 Preliminary Report, U.S.-Japan Seminar on Cyclic Buckling of Steel Structures and Structural Elements under Dynamic Loading Conditions, Osaka, Japan, pp. 1-3, 1991.7.
- 1.23 奈良 敬，出口恭司，小松定夫：ひずみ硬化を考慮した圧縮板の極限強度に関する研究，構造工学論文集，Vol. 33A，土木学会，pp. 141-150，1987.3.
- 1.24 鋼構造物のダクティリティー評価に関する調査研究グループ：鋼構造物のダクティリティー評価に関する調査研究，土木学会関西支部共同研究グループ最終報告書，1991.6.
- 1.25 Kawashima, K., Macrea, G.A. and Hasegawa, K. : The Strength and Ductility of Steel Bridge Piers Based on Loading Test, Journal of Reserch, Ministry of Construction, Public Works Reserch Institute, Tokyo, Japan, Vol. 29, 1992.3.
- 1.26 土木学会鋼構造委員会鋼構造終局強度研究小委員会：鋼構造物の終局強度と設計，1994.7.
- 1.27 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，1990.2.
- 1.28 土木学会耐震基準等基本問題検討会議：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第一次提言），1994.5.
- 1.29 土木学会・耐震基準等基本問題検討会議：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第二次提言），1995.1.
- 1.30 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様（案），建設省，1994.2.
- 1.31 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様・解説」に基づく設計計算例，1995.6.

- 1.32 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（I），共同研究報告書，第 178 号，1997.4.
- 1.33 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（II），共同研究報告書，第 179 号，1997.4.
- 1.34 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（III），共同研究報告書，第 180 号，1997.4.
- 1.35 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（IV），共同研究報告書，第 181 号，1997.4.
- 1.36 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（V），共同研究報告書，第 182 号，1997.4.
- 1.37 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（VI），共同研究報告書，第 183 号，1997.4.
- 1.38 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（VII），共同研究報告書，第 184 号，1997.4.
- 1.39 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（VIII），共同研究報告書，第 212 号，1998.9.
- 1.40 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（総括編），共同研究報告書，第 219 号，1999.3.
- 1.41 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1996.12.
- 1.42 中井 博，北田俊行，吉川 紀，中西克佳：コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 39A，土木学会，pp. 1347-1360，1993.3.
- 1.43 宇佐美勉，葛 漢彬，水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol. 39A，土木学会，pp. 249-262，1993.3.
- 1.44 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraj, H.P.Mamaghani，葛 漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No. 525/I-33，pp. 69-82，1995.10.
- 1.45 葛 漢彬，宇佐美勉，戸谷和彦：繰返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol. 40A，土木学会，pp. 163-176，1994.3.
- 1.46 北田俊行，中井 博，徳林宗孝，坂口三代治，川副孝行：コンクリートを充填し，コーナー部に曲率を設けた鋼製橋脚柱の耐荷力と変形性能とに関する研究，構造工学論文集，Vol. 46A，土木学会，

pp. 51-60, 2000.3.

- 1.47 土木学会, 日本鋼構造協会: 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 2000.4.
- 1.48 半野久光, 田嶋仁志, 池田 茂, 岡本 隆, 水谷慎吾: 縦リブを有する円形鋼製橋脚の変形性能, 構造工学論文集, Vol. 45A, 土木学会, pp. 207-214, 1999.3.
- 1.49 岡本 隆, 水谷慎吾, 長山秀昭, 原 茂樹, 半野久光, 田嶋仁志: 縦リブ補強した円形断面鋼製橋脚の耐震性評価, 構造工学論文集, Vol. 46, 土木学会, pp. 97-108, 2000.3.
- 1.50 北田俊行, 迫田治行, 尾立圭巳, 堀江佳平, 新名 勉: 鉄筋コンクリート方式で設計された鋼製橋脚定着部の終局強度について, 鋼構造年次論文報告集, 第6巻, 日本鋼構造協会, pp. 221-228, 1997.11.
- 1.51 鈴木森晶, 青木徹彦, 野村和弘: 簡易補強後鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 46A, 土木学会, pp. 135-142, 2000.3.
- 1.52 杉本博之, 村部剛史, 吉川浩平, 渡邊忠朋, 高久達将: 軟鋼部材で補強する鋼製門型ラーメン橋脚の耐震設計の一試み, 鋼構造年次論文報告集, 第8巻, 日本鋼構造協会, pp. 285-292, 2000.11.
- 1.53 村田清満, 山田正人, 池田 学, 瀧口将志, 渡邊忠明, 木下雅敬: コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価, 土木学会論文集, No. 644/I-50, pp. 149-163, 2000.1.
- 1.54 西川和廣, 名取 暢, 寺尾圭史, 安波博道, 寺田昌弘: 既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 42A, 土木学会, pp. 975-986, 1996.3.
- 1.55 前野裕文, 宇佐美勉, 葛 漢彬, 水谷慎吾, 魚井啓次: コンクリートを部分充填した鋼製八角形断面橋脚の強度と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, 土木学会, pp. 189-199, 1998.3.
- 1.56 南莊 淳, 西岡敬治, 堀江佳平, 陵城成樹: 鋼製橋脚の耐震補強に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, 土木学会, pp. 1047-1058, 1998.3.
- 1.57 忠 和男, 櫻井孝昌: 既設円筒鋼製橋脚の鋼板貼り付けによる耐震補強法, 構造工学論文集, Vol. 49A, 土木学会, pp. 139-144, 2003.3.
- 1.58 忠 和男, 櫻井孝昌, 園原誠之: ヒューズ構造を用いた既設円筒鋼製橋脚の補強法に関する解析的研究, 豊田工業高等専門学校研究紀要, Vol. 33, pp. 99-106, 2000.11.
- 1.59 Chen, S.J., Yeh, C.H. and Chu, J.M.: Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 11, pp. 1292-1299, 1996.11.
- 1.60 Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures, SAC Joint Venture, FEMA267, 1995.8.
- 1.61 Interim Guidelines Advisory No.1, Supplement to FEMA267, FEMA-267A, SAC Joint Venture, 1997.3.
- 1.62 Kitada, T. and Matsumura, M.: A Consideration for Future Steel Bridge Structures and Constructions in Japan, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol. 42, pp. 41-54, 2001.12.
- 1.63 Kitada, T., Yamaguchi, T., Matsumura, M., Okada, J., Ono, K. and Ochi, N.: New Technologies of Steel Bridges in Japan, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 58, No.1, pp. 21-70, 2002.

第 2 章 鋼製橋脚の耐震性の現状と塑性変形を利用する耐震補強法

2.1 まえがき

レベル 2 地震動に対応した耐震設計がなされていないため、補剛板パネルが早期に座屈変形し十分な耐荷力と変形性能とが確保されない既設の鋼製橋脚を対象として、レベル 2 地震動に代表される強地震動が作用する場合にも橋脚としての機能を確保できるように、柱部材の耐震補強が実施されている。

その中で、経済性・施工性に有利な補強工法として柱部材の内部にコンクリートを充填するコンクリート充填補強工法の採用が優先的に検討される。一般に、コンクリートは、終局状態においても、中詰めコンクリート直上の鋼断面が降伏しない高さまで充填される[2.1~2.3]。新設の鋼製橋脚に対しては、補剛板パネルを構成する板パネルの幅厚比に制限値を設けることによって、比較的厚肉の補剛板構造を採用して座屈耐荷力を向上させるとともに、合成断面を採用し、レベル 2 地震動に対応した構造の採用が薦められている[2.3]。この場合には、柱部材の下端あるいは定着部が、地震荷重を受ける場合に最初に塑性化させ、変形性能を確保する断面（以下、制御断面という）となる。

損傷後の早期復旧、補修・補強性を考慮すると、比較的補修あるいは補強の容易な橋脚基部に近い柱部（たとえば中詰めコンクリート充填部直上の鋼断面）に制御断面を設定し、柱部材の下端、あるいは定着部に損傷を発生させない構造を採用することが、合理的で経済的でもあると考えられる[2.4]。さらに、損傷箇所を柱部材の地上部の限定された箇所に設定することによって、損傷の発生過程を明確にできるだけでなく、損傷した箇所の早期発見・早期復旧が容易になると考えられる。このためには、鋼板の大きな塑性変形を利用することによって、柱部材全体の耐震性を向上できる方法の採用が有効であると考えられる。

そこで、本章では、既設の鋼製橋脚の耐震性、および耐震補強によって得られる耐震性の向上効果を明らかにすることを目的として、(i) 既設の鋼製橋脚、および (ii) 新設の鋼製橋脚の耐震性能について実験的に検討する。また、(iii) コンクリート充填補強工法により補強した既設の鋼製橋脚の耐震性を実験的に検討し、得られる耐震性とコンクリート充填補強工法の適用範囲とについて考察する。以上の検討を通じて、既設単柱形式の矩形断面鋼製橋脚の柱部材を対象とした耐震性の向上に必要とされる要求項目を明確にするとともに、橋脚柱基部アンカー部の終局耐荷力の関係でコンクリート充填補強工法が適用できない既設の鋼製橋脚の耐震性向上を対象として、橋脚柱部材内の鋼断面を制御断面とし、その断面の鋼板の大きな塑性変形を利用する方法（CPZM：Controlled Plastic Zone Method）によってレベル 2 地震動に対応するための耐震設計コンセプトを提案し、その有用性およびそのための耐震構造について考察する。

2.2 既設および新設の鋼製橋脚の耐震性状

本節では、既設の鋼製橋脚、すなわちレベル 2 地震動に対応した耐震設計がなされていない従来の設計法に基づいて設計された鋼製橋脚、および新設、すなわち兵庫県南部地震後の新しい耐震設計法に従

ってレベル2の地震に対応できるように座屈パラメータに関する制限値を満足するように設計された鋼製橋脚を対象とする。これらの柱部材の耐震性を明らかにするため、漸増繰返し水平変位載荷実験を実施している。

2.2.1 既設および新設の鋼製橋脚を想定した実験供試体

(1) 既設の鋼製橋脚を想定した実験供試体

既設の鋼製橋脚を想定した実験供試体としては、コンクリートを充填しない単柱形式の鋼製橋脚を想定し、それを5分の1に縮小した梁-柱形式の実験供試体を用いた。想定した鋼製橋脚は、橋脚高さは8 mで、常時、上部構造の重量および柱の自重として617 kNを受けており、文献2.5および文献2.6にしたがって、設計水平震度0.3で設計した。すなわち、レベル1地震動に対して断面が決定され、レベル2地震動に対する十分な耐震性を有していないため、レベル2地震動に対応できるように耐震性を向上させる必要がある補剛板構造からなる梁-柱部材である。ここで、軸方向圧縮応力 σ_c と降伏応力 σ_y と比で表される軸方向力の比 σ_c / σ_y は0.11である。

第1章で述べたように、鋼製橋脚は、断面寸法も設計条件あるいは立地条件に応じて様々であり、種々の設計パラメータを有している。そこで、既設の鋼製橋脚を想定した実験供試体の補剛板構造を構成する各板パネルの寸法は、既設の矩形断面鋼製橋脚の断面寸法に関する実績調査の結果[2.7, 2.8]を参考にし、補剛板パネルの耐荷力および変形性能とに著しい影響を及ぼす座屈に関するパラメータ、すなわち、補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F 、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R 、縦補剛材の自由突出板としての幅厚比パラメータ R_S 、および縦補剛材剛比 γ の弾性座屈理論から求まる縦補剛材の必要最小剛比 γ^* に対する比 γ / γ^* に着目して決定した。これらの諸値の算出は道路橋示方書・II 鋼橋編[2.5]、および以下の諸式にもとづいて算出する。各板パネルの記号は図-2.1 に示すとおりである。

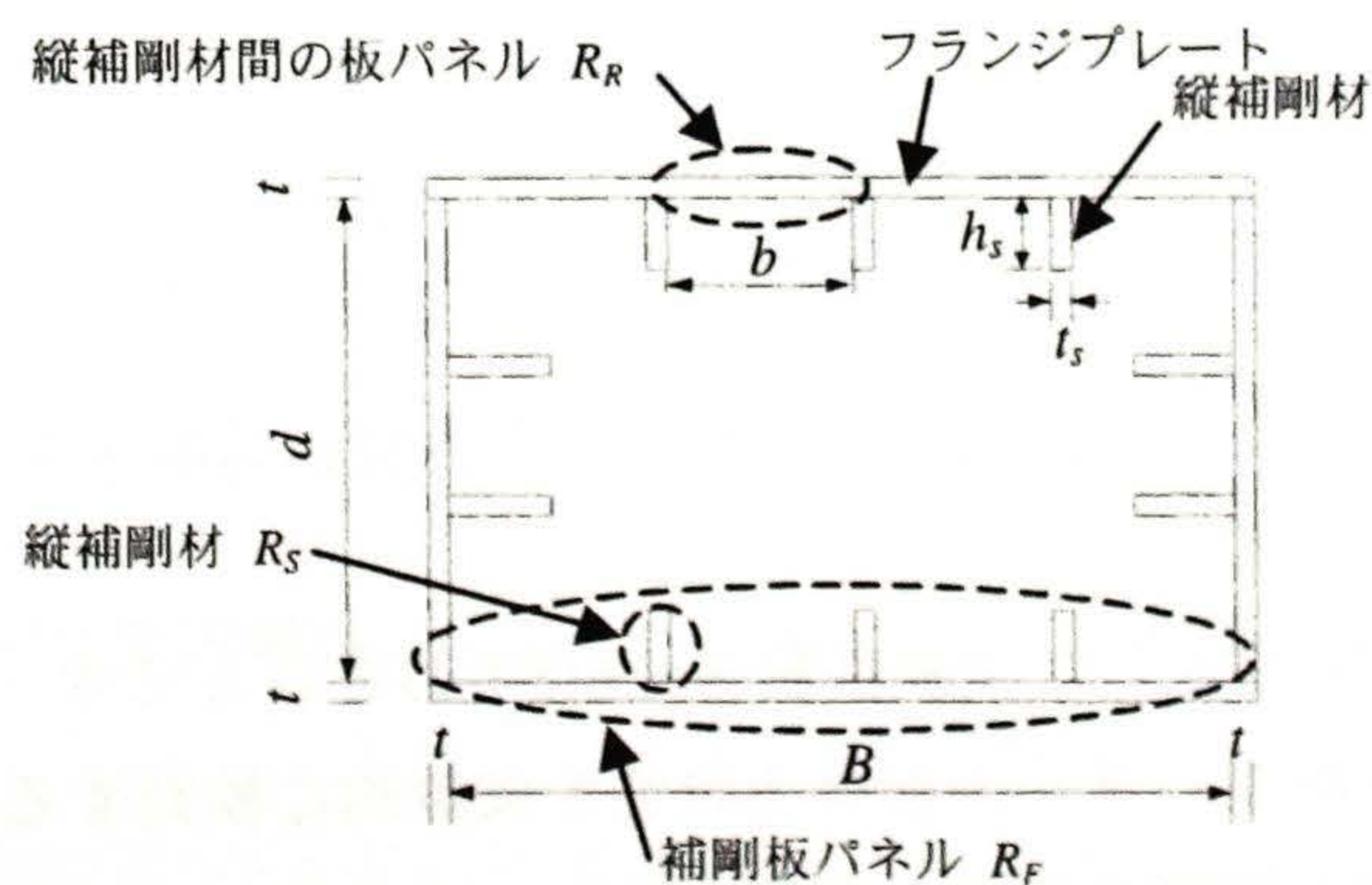


図-2.1 補剛箱形断面と着目パネル

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E_s} \frac{12(1-\mu_s^2)}{0.425\pi^2}} = 0.532 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E_s}} \quad (2.1)$$

$$R_F = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E_s} \frac{12(1-\mu_s^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (2.2)$$

$$R_S = \frac{h_s}{t_s} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E_s} \frac{12(1-\mu_s^2)}{4\pi^2}} = 1.633 \frac{h_s}{t_s} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E_s}} \quad (2.3)$$

ここに、 E_s ：鋼材の弾性係数、 μ_s ：鋼材のポアソン比（=0.3）、 B ：補剛板パネルの全幅、 b ：縦補剛材によって区切られる板パネルの幅（縦補剛材間隔= B/n ）、 n ：縦補剛材によって区切られる板パネルの数、 k_F ：補剛板パネル全体の座屈係数、 h_s ：縦補剛材の高さ、 t ：補剛板の板厚、および t_s ：縦補剛材の板厚、である。

k_F は、以下の式より求める。

$$\left. \begin{aligned} k_F &= \frac{(1+\alpha_t^2)^2 + n\gamma}{\alpha_t^2(1+n\delta_s)} & (\alpha_t \leq \alpha_0) \\ k_F &= \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma})}{1+n\delta_s} & (\alpha_t > \alpha_0) \end{aligned} \right\} \quad (2.4)$$

ここに、

$$\alpha_t = \frac{a}{B} : \text{補剛板パネルのアスペクト比} \quad (2.5)$$

a ：横補剛材（あるいはダイアフラム）間隔

$$\delta_s = \frac{A_s}{Bt_s} : \text{縦補剛材 1 本の断面積比} \quad (2.6)$$

A_s ：縦補剛材 1 本の断面積

$$\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma} : \text{限界アスペクト比} \quad (2.7)$$

γ ：縦補剛材の剛比

γ/γ^* ：縦補剛材の剛比の弾性座屈理論から求まる縦補剛材の剛比に対する比

また、 γ^* は弾性座屈理論から求まる縦補剛材の必要最小剛比であり、次式で定義する。

$$\gamma^* = 4n\alpha_t^2(1+n\delta_s) - \frac{(\alpha_t^2+1)^2}{n} \quad (t_0 > t) \quad (2.8)$$

ここに、 t_0 は縦補剛材間の板パネルの局部座屈による降伏応力度の低減を考慮する必要のない必要最小板厚であり、 $R_R=0.4$ を与える鋼板厚である。

図-2.2 には、既設の鋼製橋脚を想定した実験供試体 CEO-1 の概要を示す。ここで、複数の縦補剛材により補強・補剛された実際の補剛板パネルの耐荷力特性を実験的に検討するためには、実験供試体の補剛板パネルにも多くの縦補剛材を設置するほうが望ましい。そこで、フランジプレートに設置する縦補剛材本数は、載荷装置の載荷能力内で設置可能であり、かつ製作可能な出来るだけ多くの縦補剛材本数である 3 本とした。鋼材は鋼種 SM400 である。断面の座屈に関する主なパラメータは表-2.1 に示すとおりである。既設の鋼製橋脚柱を想定した実験供試体は、実験供試体基部から水平荷重の作用位置までの距離である橋脚高さは $L=1,600$ mm、柱基部のダイアフラム間隔は 320 mm で、フランジプレートの主な座屈パラメータは、 $R_R=0.619$ 、 $R_F=0.455$ 、 $R_S=0.560$ 、および $\gamma/\gamma^*=1.897$ であり、幅厚比パラメータの値が比較的大きいため、鋼板が降伏に達する前に座屈し、十分な耐荷力と変形性能とを確保できない補剛

板構造を想定している。

なお、実験供試体の座屈パラメータの正確な値の算出には、使用する鋼板のヤング率および降伏点の正確な値が必要である。実橋脚の製作には明確な降伏棚を有する厚板の鋼板が使用されるが、実験供試体は縮小模型であるため、より薄い鋼板を使用して製作している。しかしながら、実験供試体の製作に用いる板厚 6 mm 以下の市中品の薄板鋼板で圧延後ロール加工される場合には、明確な降伏棚が現れない。このような鋼板の降伏点の算出には、一般に、ひずみ 0.2 % でオフセットする方法が用いられる。0.2 % オフセット耐力により鋼材の降伏点を算定すると、降伏点を高めに算定する恐れがあるだけでなく、厚板の鋼板に見られる降伏棚とその後のひずみ硬化の影響とを適切に評価できない恐れがある。そこで、実験供試体の製作には、実橋脚に用いられる鋼板と同様に明確な降伏棚を有する鋼板を厳選し用いた。なお、1 体の実験供試体で異なる板厚の鋼板を使用する場合には、実験結果を容易に評価できるように、1 枚の公称板厚 6 mm の圧延平鋼板とそれを切削加工して板厚を低減した鋼板とから実験供試体を製作した。このとき、鋼材の引張試験を実施し、明確な降伏棚を有することを確認するとともに、切削加工を施しても鋼材の機械的性質に変化がないことを確認した。

(2) 新設の鋼製橋脚を想定した実験供試体

レベル 2 地震動が作用する場合にも十分な耐荷力と変形性能とを確保するためには、座屈の発生を防止するという観点から、座屈強度に優れた断面寸法からなる補剛板構造、すなわち、主に鋼板の幅厚比パラメータおよび縦補剛材の剛比を、局部座屈による耐荷力の低下を考慮しなくてもよい範囲で部材および断面寸法を設計することが有効であると考えられる。

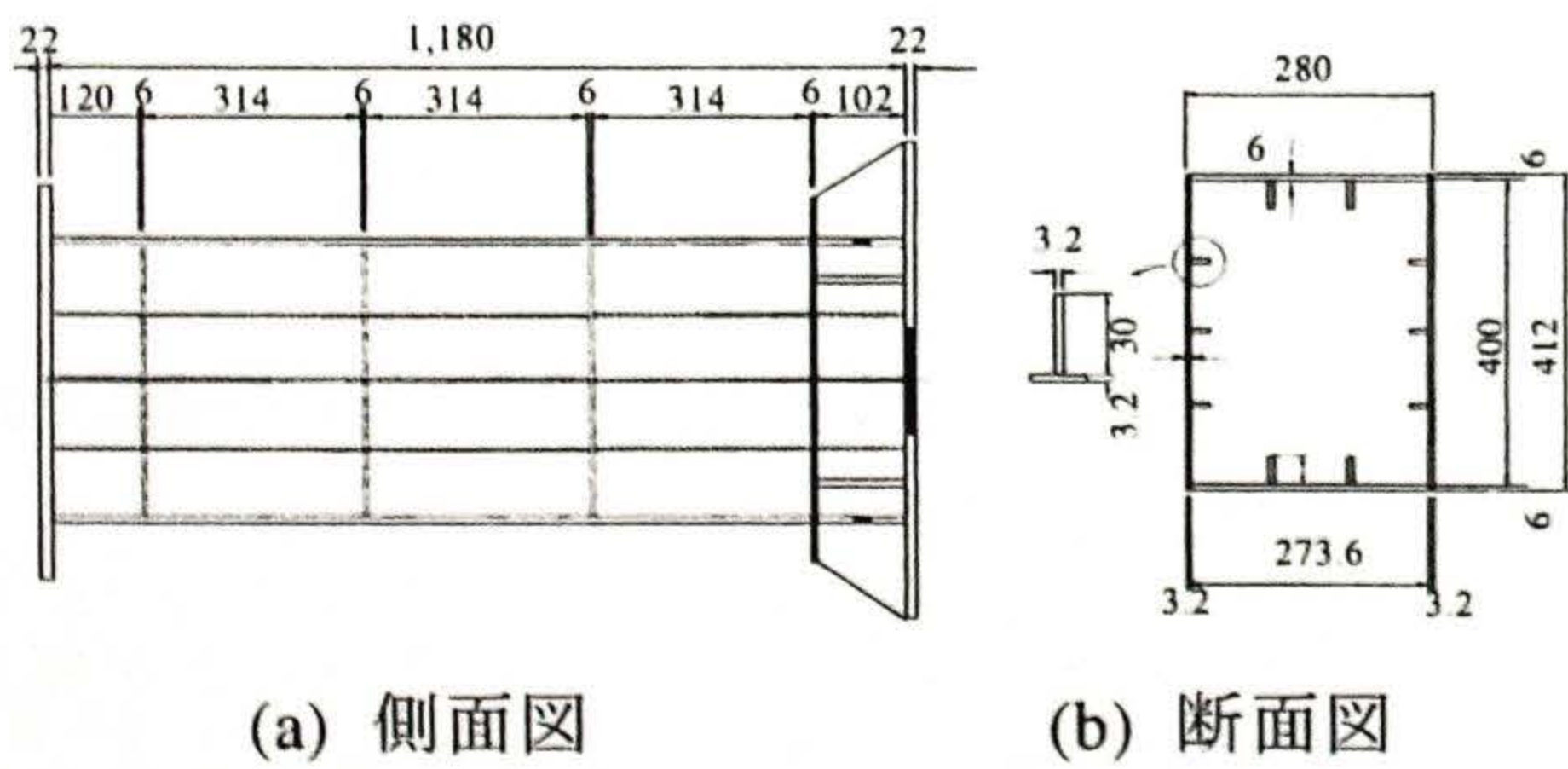


図-2.2 実験供試体 CEO-1 (寸法単位: mm)

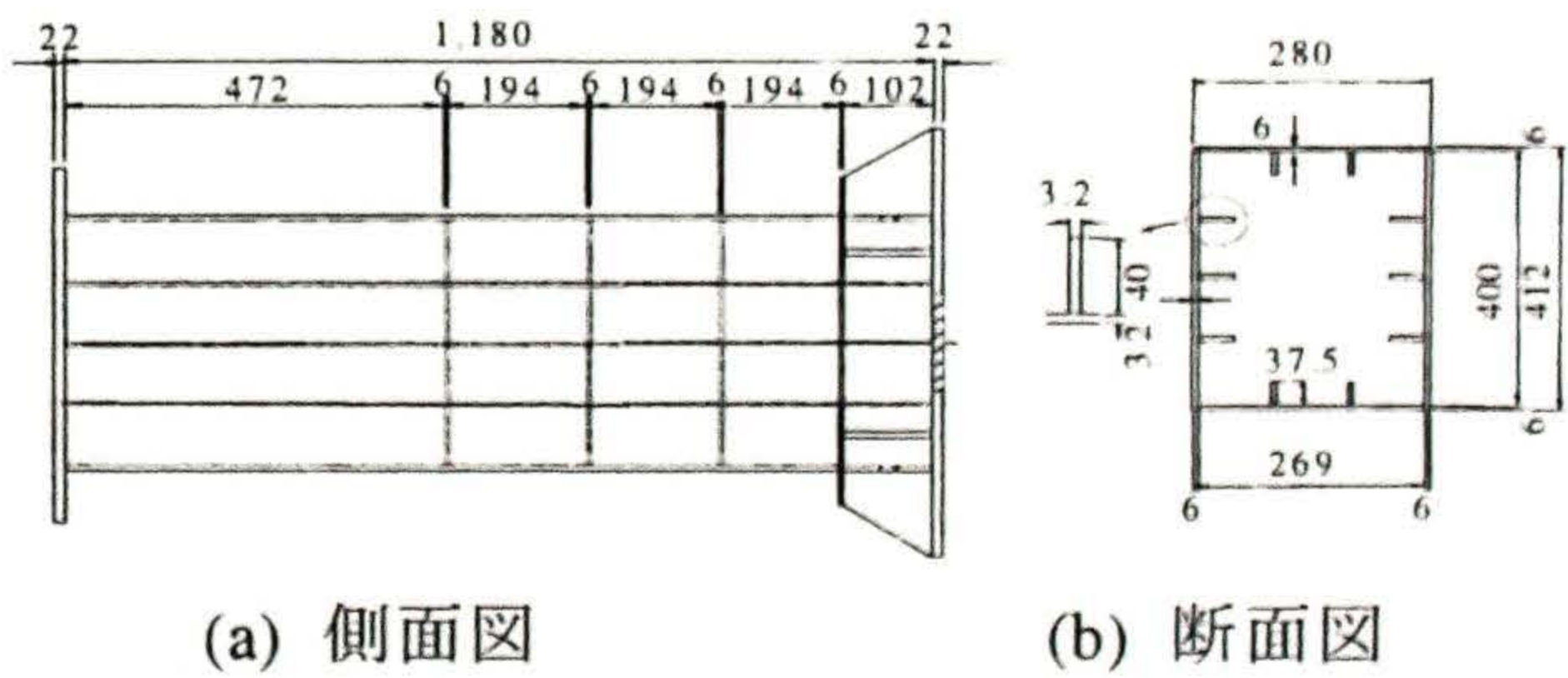


図-2.3 実験供試体 CNO-6 (寸法単位: mm)

表-2.1 実験供試体の内訳、使用鋼板の機械的性質、および座屈パラメータ

実験供試体名	R_R	R_F	R_S	γ/γ^*	σ_Y	E_s	μ_s	σ_{tu}	備考
CEO-1	0.619	0.455	0.560	1.897	287.1	2.07	0.265	427.3	“既設”，繰返し
CNO-6	0.333	0.222	0.420	3.128	356.0	2.07	0.283	486.5	“新設”，繰返し

注: σ_Y および σ_{tu} の単位は N/mm^2 , E_s の単位は $10^5 N/mm^2$ である。 σ_{tu} : 鋼材の引張強度

文献 2.3, 2.9 では、局部座屈による耐荷力の低下を考慮しなくてもよい寸法範囲、すなわち、局部座屈に対する許容応力度の上限値をとることができる範囲として、 R_R を 0.4 以下、 R_S を 0.5 以下、および γ/γ^* を 3 以上とする座屈パラメータに関する制限値が提案されている。

そこで、レベル 2 地震動に対応した新設の鋼製橋脚を想定した実験供試体は、橋脚高さが $L=1,600$ mm で、ダイヤフラム間隔は 200 mm で、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R を 0.4 以下、縦補剛材の自由突出板としての幅厚比パラメータ R_S を 0.5 以下、および弾性座屈理論から求まる必要最小剛比と縦補剛材剛比との比 γ/γ^* を 3 以上とする座屈パラメータに関する制限値を満足するように、断面寸法を決定した。

図-2.3 には、上記の条件を満たす新設の鋼製橋脚を想定した実験供試体 CNO-6 の概要を示す。断面の座屈に関する主なパラメータは、表-2.1 に示すとおり、 $R_R=0.33$ 、 $R_S=0.42$ 、および $\gamma/\gamma^*=3.13$ であり、座屈パラメータに関する制限値を満足する補剛板パネルとした。

2.2.2 載荷装置および載荷方法

漸増繰返し水平変位載荷は、柱部材を対象とし、その頂部に上部構造の死荷重に相当する一定の軸方向圧縮力を導入した状態で、水平変位を繰返し漸増させて載荷する方法である。

漸増繰返し水平変位載荷実験には、最大荷重 1,000 kN でストローク 15 cm の定圧油圧ジャッキを水平方向に、最大荷重 500 kN でストローク ± 15 cm のアクチュエーターを鉛直方向にそれぞれ独立に、または同時に載荷できる実験装置を用いた[2.10] (図-2.4 参照)。梁-柱形式の実験供試体を水平方向に設置し、柱部材への軸方向荷重（以下、この荷重は、実際の状況を考慮して軸方向荷重という）は 1,000 kN 定圧油圧ジャッキにより、横方向荷重（以下、この荷重は、実際の状況を考慮して水平荷重という）は 500 kN アクチュエーターにより載荷した。この載荷装置では、水平荷重 H による水平変位 δ が増大していくと、軸方向荷重 N の水平成分 $N \cdot \sin(\delta/L_0)$ (L_0 : 1,000 kN 定圧ジャッキの固定間距離) が水平荷重 H に加算され無視できなくなる。また、水平変位が大きくなると軸方向圧縮力による付加曲げモーメントの影響 ($P-\Delta$ 効果) も無視できない。実験結果は、これらの影響を計算により補正して示す。

繰返し荷重を載荷する際、実験結果に及ぼす影響が大きい要因として、繰返し振幅と繰返し回数とが挙げられる。前者については、実験的あるいは数値解析的に算定される降伏水平変位の n 倍として与えられることが多いが、最大水平荷重に至るまでは、繰返し振幅の大きさによる影響が小さいことが報告されている[2.11, 2.12]。後者についても同様であるが、作用ひずみの累積に基づく疲労損傷を算定する際には実験結果に著しい影響を及ぼすと考えられる。RC 柱を対象とした漸増繰返し水平変位載荷実験では、各繰返し振幅で 3 回の繰返し載荷が実施されるが、鋼製橋脚に数多くの繰返し変位を載荷する場合には、最大水平荷重後の耐荷力の低下が顕著に現れ、柱基部の溶接部で割れが発生しやすいことも報告されている。

既設の鋼製橋脚柱部材の補剛板構造では、断面を構成する各板パネルの幅厚比の値が比較的大きく座屈変形が生じやすいため、鋼材の塑性変形能力を十分に発揮できる以前に補剛板パネルが座屈し、十分な耐荷力と変形性能とが確保できないと考えられる。したがって、鋼製橋脚に期待できる耐荷力と変形性能とは最大荷重付近までであり、本研究で実施する漸増繰返し水平変位載荷実験では、繰返し回数は各繰返しサイクルで 1 回とし、繰返し振幅には柱部材頂部に降伏水平変位 δ_y を与えた。すなわち、荷

重の荷重は、はじめに上部構造物の死荷重を想定した軸方向圧縮力を荷重し、つぎに、水平変位を、降伏水平変位 δ_Y を制御変位として、変位の負側から荷重を開始した。以降、図-2.5 に示すように制御変位の整数倍となるよう漸増させ、実験供試体の耐荷力の低下が認められるまで荷重した。変位の負側は、水平方向に設置した実験供試体の下方向に相当し、変位計は実験供試体の下面から設置している。ここで、 δ_Y は柱部材に式(2.9)で与えられる理論降伏水平荷重 H_Y が作用する時の供試体基部の弾性変位に起因する剛体水平変位を含む柱部材頂部の降伏水平変位であり、各荷重実験に先立ち実施した弾性範囲内の荷重実験より算定した。

$$H_Y = \left(\sigma_Y - \frac{N}{A} \right) \frac{W}{L} \tag{2.9}$$

ここに、 N ：導入した軸方向圧縮力、 A ：鋼断面の断面積、 W ：鋼断面の断面係数、および L ：橋脚高さ（柱基部から水平荷重の荷重位置までの距離）。

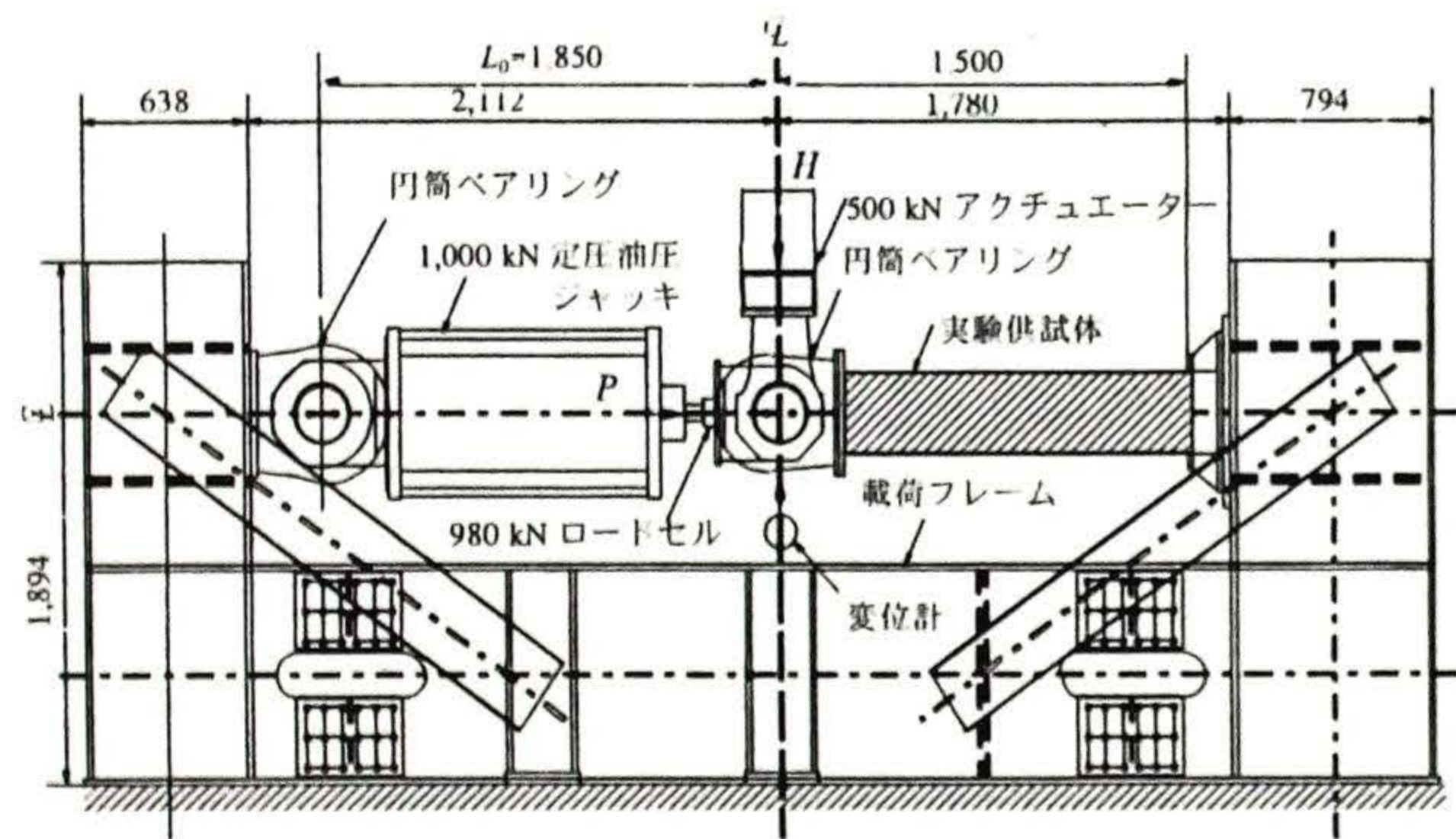


図-2.4 荷重装置の概略（寸法単位：mm）

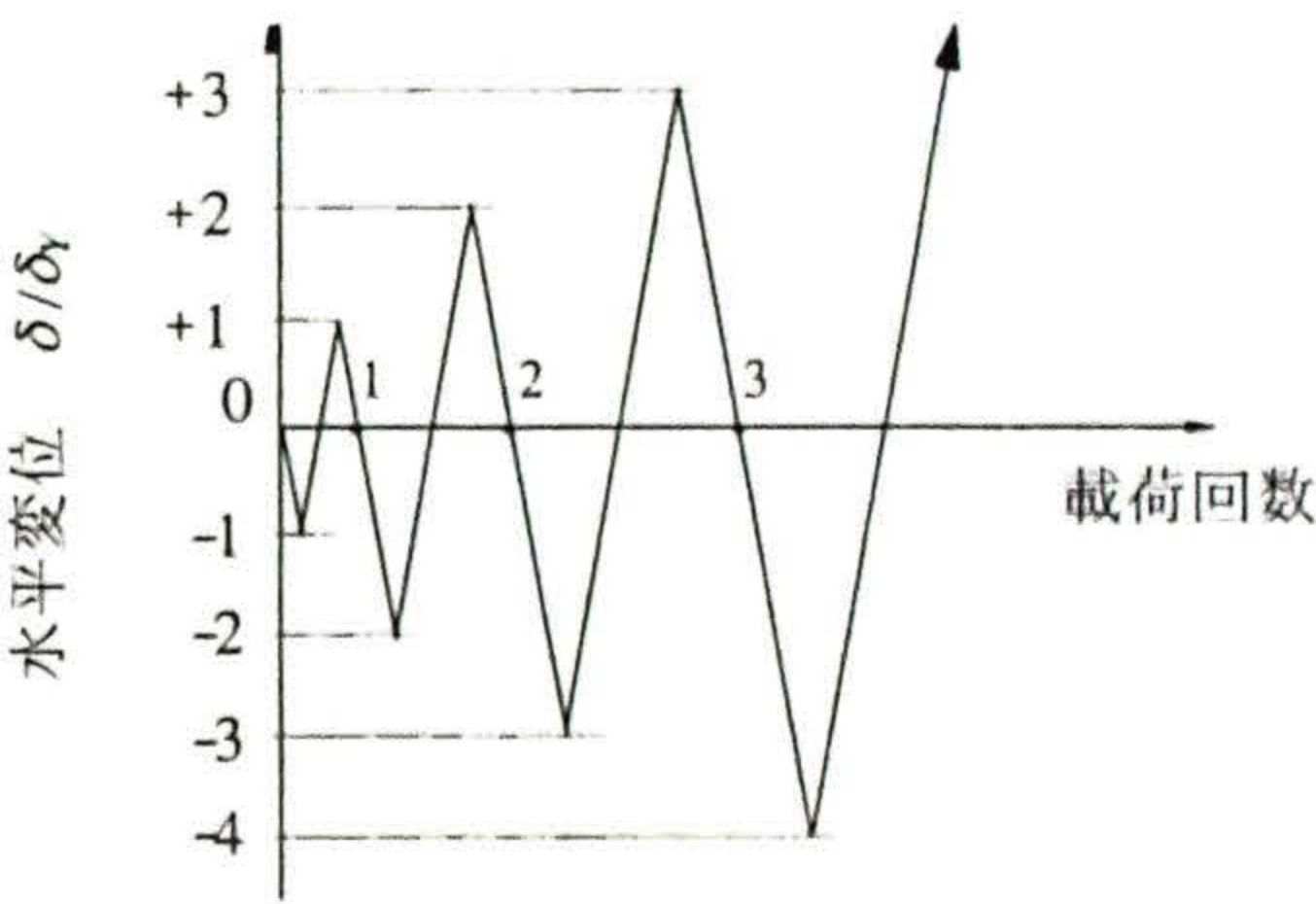


図-2.5 荷重回数と水平変位量との関係

2.2.3 実験結果

(1) 耐荷力および変形性能の評価方法

耐荷力と変形性能の評価は、図-2.6 に示すように、最初に作用曲げモーメント－断面回転角関係に着目した。

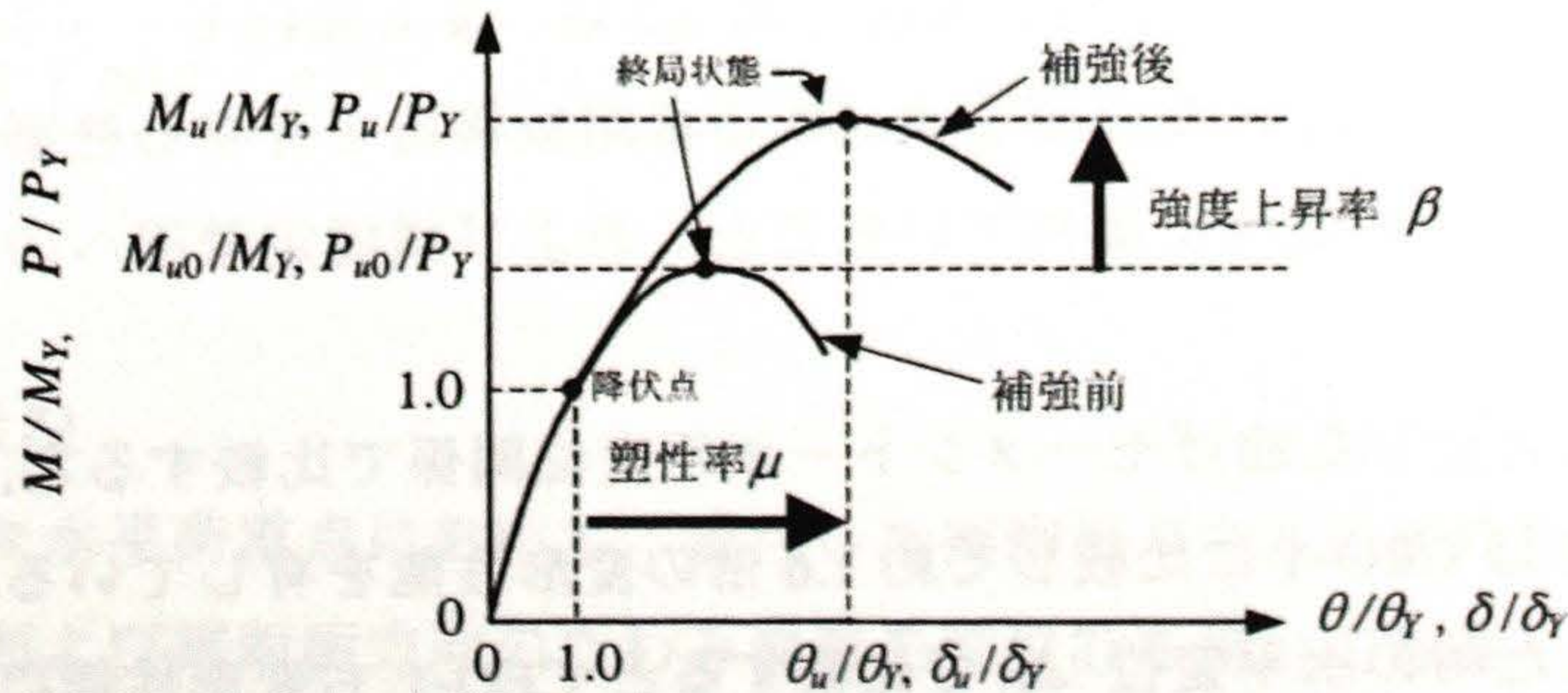


図-2.6 耐荷力と変形性能

実験供試体の変形性能を評価するための指標には、式(2.10)に示すような曲げモーメントが最大となるときの断面回転角 θ_u を降伏時の断面回転角 θ_y で除して求まる塑性率 μ_u を用いた。補強前に比較して補強後の柱部材の耐荷力上昇を評価するための指標には、以下に示す式(2.11)、(2.12)で求まる強度上昇率 β_1 および β_2 を定義し、それぞれ、コンクリートを充填しない鋼製柱（実験供試体 CEO-1 あるいは CNO-6）、あるいはコンクリートを充填した鋼製柱（実験供試体 CEO-L/5）からの耐荷力の上昇率を用いた。柱部材の変形性能の評価には、作用水平荷重が最大となった後、強度がその 95 % の値まで低下したときの水平変位 δ_{95} を用いた塑性率 μ_{95} に基づく評価も考えられるが、前述のとおり、最大水平荷重後の水平荷重－水平変位関係は繰返し振幅の大きさ、および繰返し回数に影響を受けるため統一した評価が難しいと考えられる。そこで、塑性率 μ_u により柱部材の変形性能を評価することを基本とした。

a. 塑性率 μ_u (図-2.6 参照)

$$\mu_u = \frac{\theta_u}{\theta_y} = \frac{\delta_u / L}{\delta_y / L} \quad (2.10)$$

ここに、 θ_u : M_{u0} あるいは M_{uC0} に対応する部材回転角、 θ_y : M_y に対応する各実験供試体の降伏部材回転角、 M_y : 実験供試体の降伏曲げモーメント、および L : 橋脚高さ (=1,600 mm)。

b. 強度上昇率 β_1, β_2 (図-2.6 参照)

$$\beta_1 = M_u / M_{u0} \quad (2.11)$$

$$\beta_2 = M_u / M_{uC0} \quad (2.12)$$

ここに、 M_u : 各実験供試体の最大曲げモーメント、 M_{u0} : コンクリートを充填しない実験供試体の最大曲げモーメント、および M_{uC0} : コンクリートを充填した実験供試体の最大曲げモーメント。

(2) 曲げモーメント－水平変位関係

図-2.7には繰返し載荷実験により得られた2体の実験供試体の曲げモーメント－水平変位関係を示す。表-2.2には主な実験結果をまとめて示す。

図-2.7によると、既設の鋼製橋脚を想定した実験供試体 CEO-1 は補剛板パネル全体の座屈変形が発生するため、塑性率 μ_u は 2.17、無次元化した最大曲げモーメント M_u / M_y は 1.33 となる。また、座屈パラメータに関する制限値を満足するような補剛板構造を有する新設の鋼製橋脚を想定した実験供試体 CNO-6 は、塑性率 $\mu_u=3.51$ 、 $M_u / M_y=1.24$ となる。実験供試体 CNO-6 は CEO-1 と比較すると、初期の曲げ剛性で約 1.2 倍、最大曲げモーメント時の変位で約 2.2 倍、最大曲げモーメントの値で約 1.9 倍の値をとる。すなわち、座屈パラメータの制限値を満足する補剛板構造を有する柱部材は、既設の補剛板構造からなる柱部材に比較して、耐震性に優れていること、および橋脚定着部への作用曲げモーメントが大きくなることがわかる。

一方、図-2.7(b)の無次元化した曲げモーメント－水平変位関係で比較すると、実験供試体 CNO-6 は、最大曲げモーメント時では CEO-1 に比較して約 1.6 倍の変形性能を有している。最大曲げモーメントの 95% まで耐荷力が低下した時の水平変位 δ_{95} で比較すると CEO-1 も変形性能に優れている。図-2.7(b)および表-2.2に示すように、実験供試体 CNO-6 の変形性能は、既設の補剛板構造からなる柱部材に比べて優れているが、とりわけ柱部材の無次元化回転角 θ / θ_y が 5 以降では同様の履歴をたどる。これは、実

験供試体 CNO-6 には、繰返し 4～5 回目で、柱下端のフランジプレートとウェブプレートとのコーナー部において溶接部の破断、および鋼材の割れが認められたためである。さらに、無次元化した最大曲げモーメント M_u/M_y を比較すると、実験供試体 CNO-6 の最大曲げモーメントは CEO-1 の 0.93(=1.24/1.33) 倍となる。なお、溶接部および鋼板の割れについて詳細な調査を実施していないが、この割れの発生は、このコーナー部分は 6 mm の鋼板にサイズ 5 mm の開先をとり、板厚 3.2 mm の鋼板と完全溶け込みに近い状態で溶接接合されているため、溶接の不良等によるものではないと考えられる。したがって、座屈パラメータの制限値を満足する補剛板構造を有する柱部材は、作用曲げモーメントが最大となる柱部材基部での割れが発生しない場合には、既設の補剛板構造からなる柱部材に比較してより大きな変形性能を確保できると推察できる。

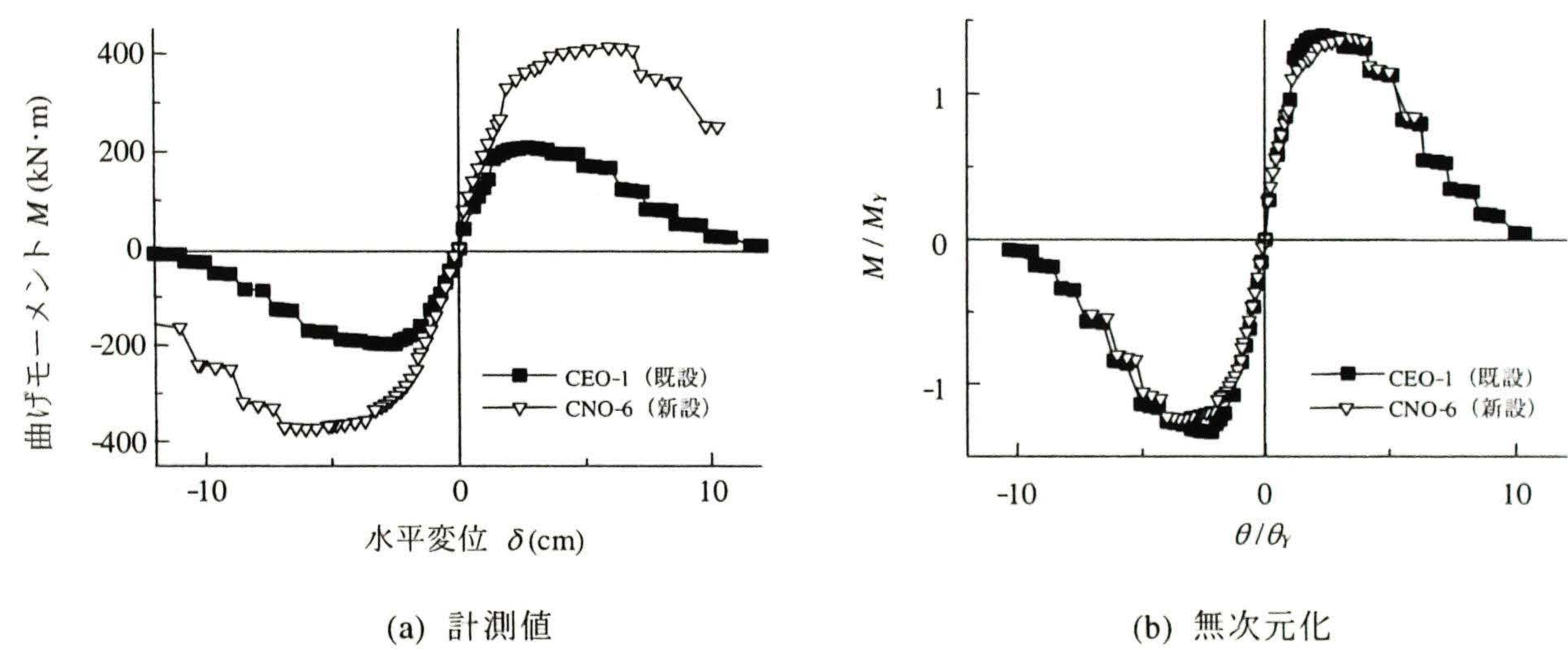


図-2.7 曲げモーメントー水平変位曲線

表-2.2 各実験供試体の強度上昇率および塑性率

実験供試体名	想定	終局変位 (mm)		終局曲げモーメント (kN・m)		M_y (kN・m)	曲げ剛性 (kN/cm)	強度上昇率	塑性率	
		+側	-側	+側	-側			β_1	μ_u	μ_{95}
CEO-1	既設	27.0	25.3	208.3	198.9	149.2	7,910	1.0 (基準)	2.17	3.99
CNO-6	新設	59.2	60.2	413.7	373.5	300.6	9,466	0.93	3.51	4.26

(3) 補剛板パネルの変形状況

各载荷サイクルのピーク水平荷重点において、着目した補剛板パネルの面外たわみ波形であるフランジプレート横断面方向、および縦断面方向のたわみ波形を変位計を用いて計測した。図-2.8 に示すように、計測位置は、横断面方向は基部から 50 mm の断面 D、縦断面方向は補剛板パネル中央の縦補剛材位置 R_1 である。箱断面の内側方向への変位を正とし、断面コーナー部のたわみ、あるいはダイアフラム位

置でゼロとなるように補正した相対たわみ w を算出し、補剛板パネルの変形状況を評価した。

図-2.9(a)および図-2.10(a)によると、実験供試体 CEO-1 では δ/δ_y が -3 で補剛板パネル全体の座屈変形が生じ始め、その後、繰返し回数が増すのに伴って補剛板パネル全体の座屈波形が漸増する。 δ/δ_y が -6 のときと -7 とで、たわみ量が逆転しているのは、この間で座屈たわみの最大値の位置が変化したり、ウェブプレートおよびコーナー部が著しく座屈変形したためと考えられる。

一方、図-2.9(b) および図-2.10(b) によると、実験供試体 CNO-6 では δ/δ_y が -3 から、断面のコーナー部に近い縦補剛材位置で断面内側へのたわみが急増するが、補剛板パネル全体の座屈変形はほとんど発生していない。これは、縦補剛材間の板パネルに局部座屈が発生するが、補剛板パネル全体の座屈が発生するよりも前に断面コーナー部で割れが発生したためであると考えられる。

図-2.11 は、実験終了後、荷重をゼロに戻した際の補剛板パネルの崩壊状況である。図-2.10 およびこの図-2.11 によると、実験供試体 CEO-1 では補剛板パネル全体の座屈変形が横補剛材間隔全長に渡って発生した。一方、供試体 CNO-6 では、縦補剛材に座屈変形が発生したが、CEO-1 で見られたような、横補剛材間隔全体に渡る補剛板パネル全体の座屈変形は認められず、基部に近い部分で縦補剛材間の板パネルに局部座屈が発生し、その最大値も小さいことが確認できる。すなわち、新設の補剛板構造からなる柱部材では、補剛板パネル全体の局部座屈の防止効果を検証できたが、最終的には橋脚柱基部付近で鋼板の割れが確認された。

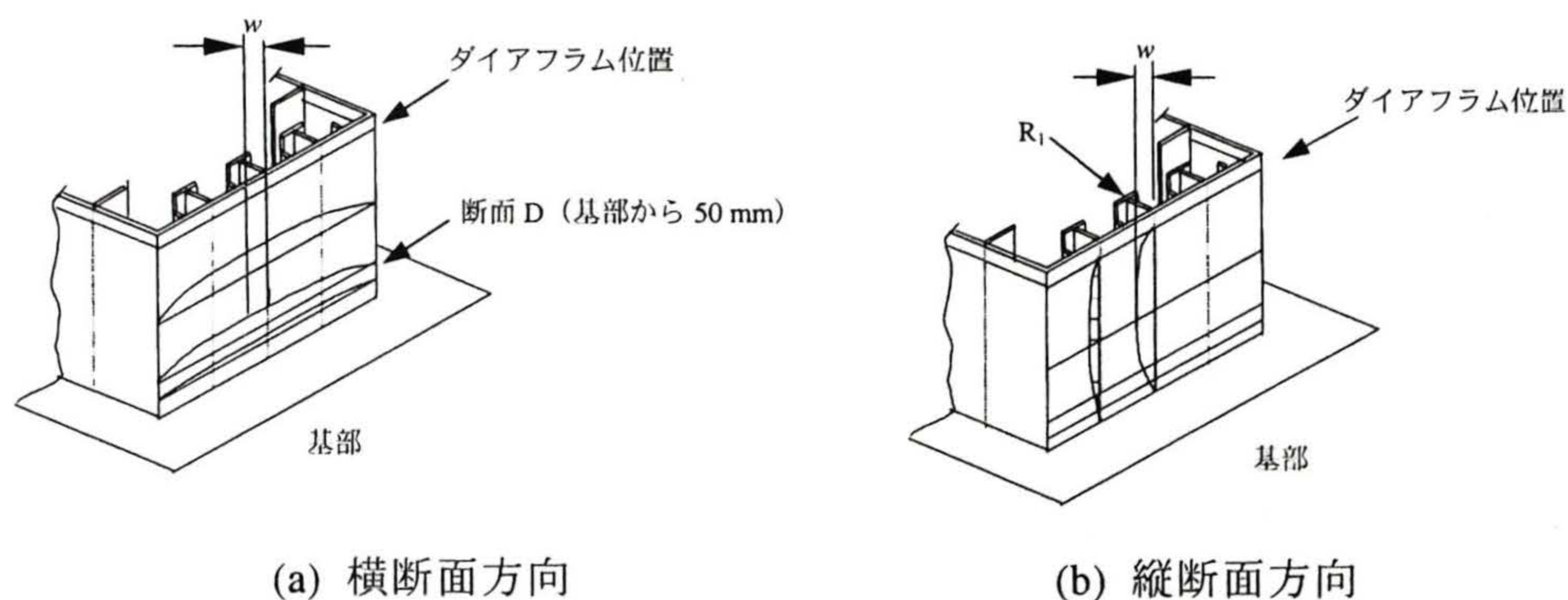


図-2.8 断面のたわみの計測位置

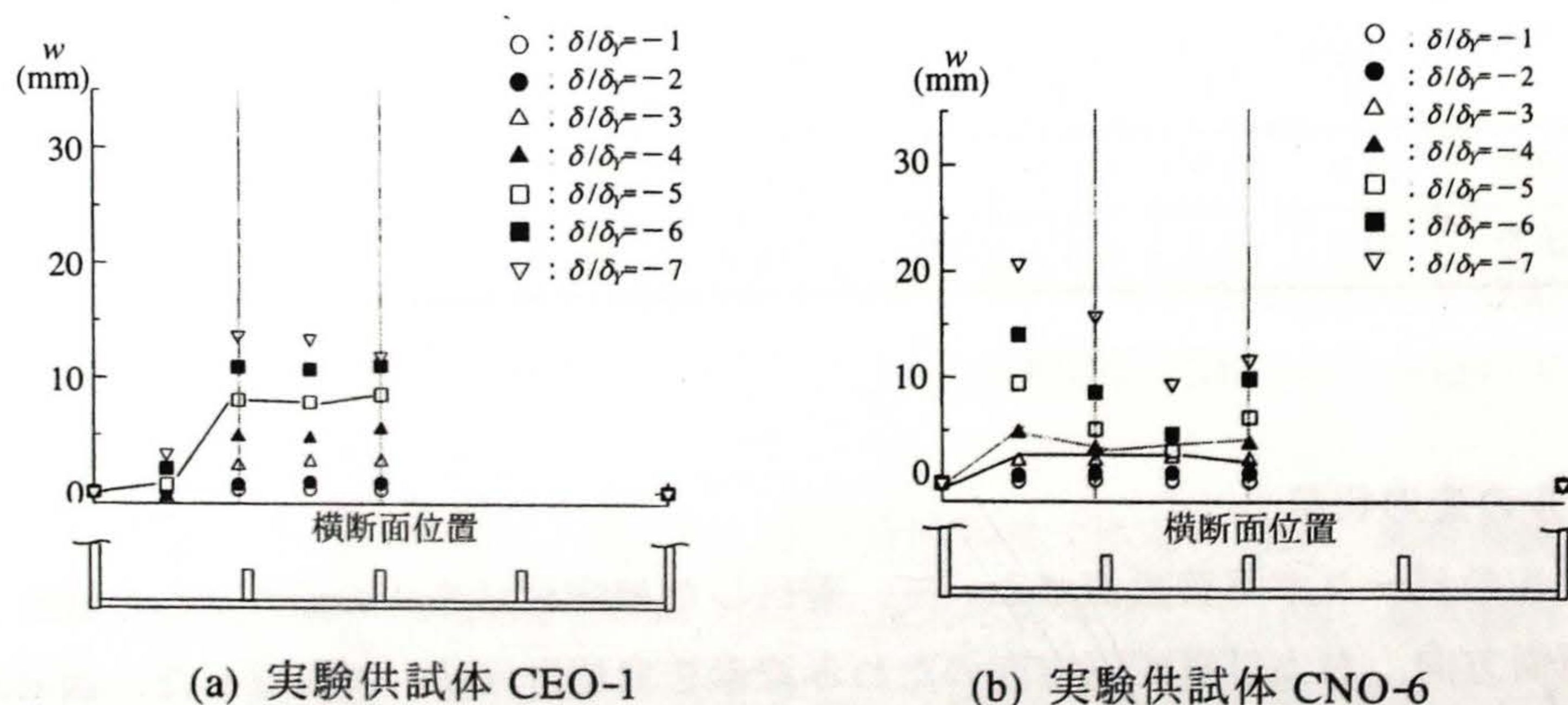
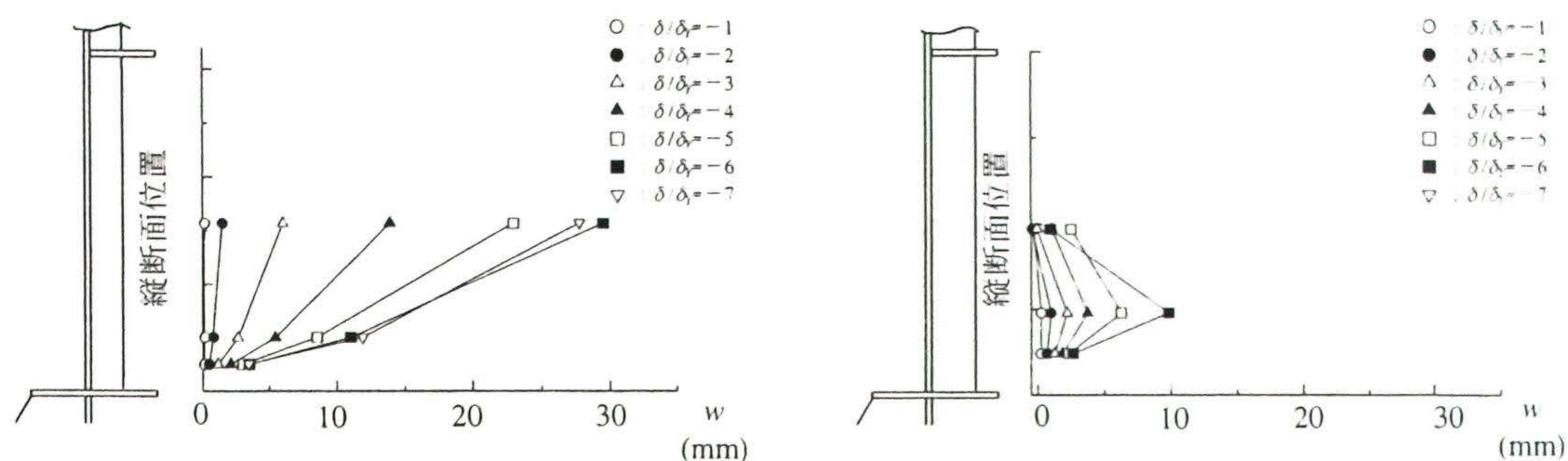


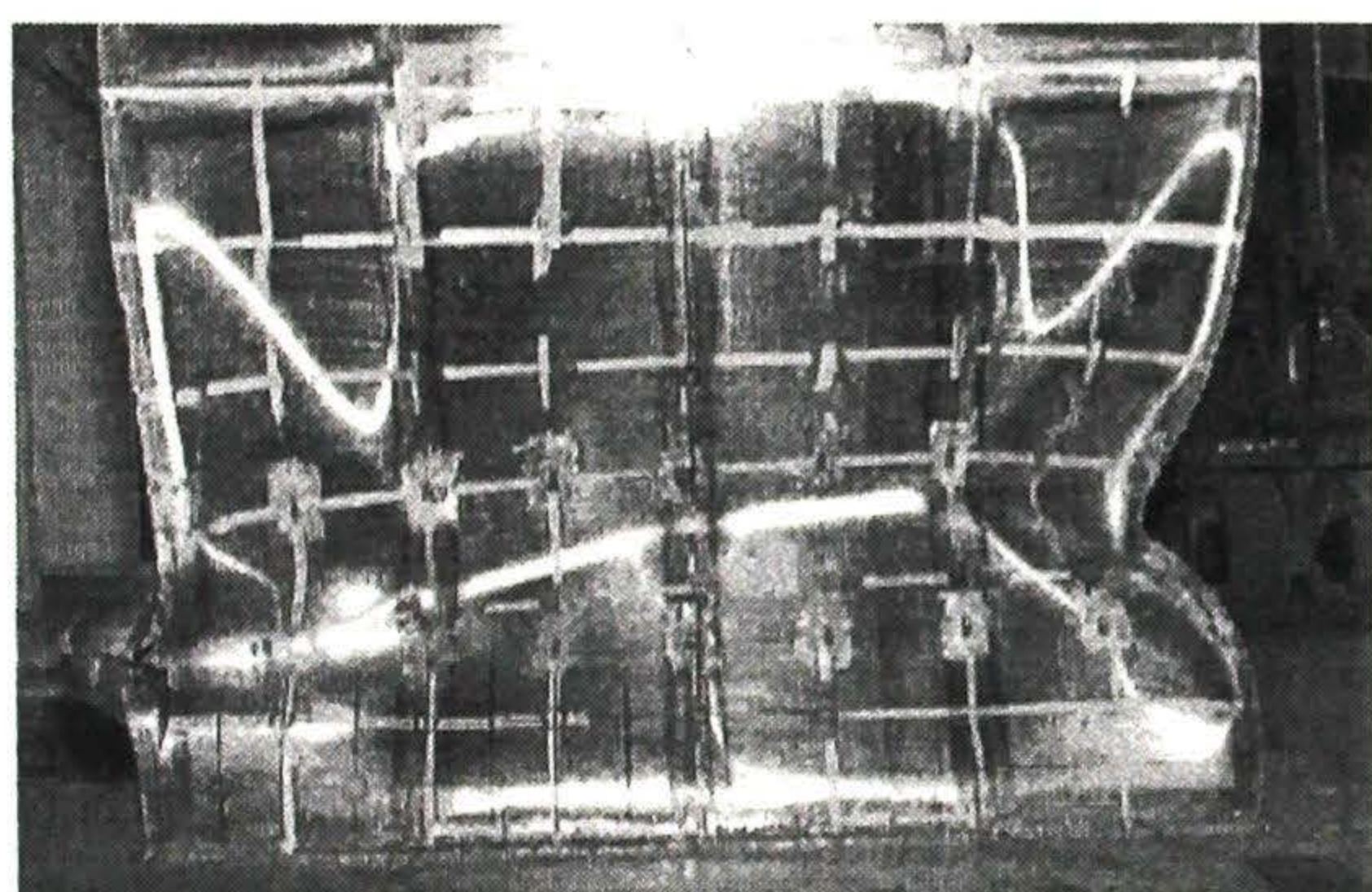
図-2.9 フランジプレート横断面方向のたわみ



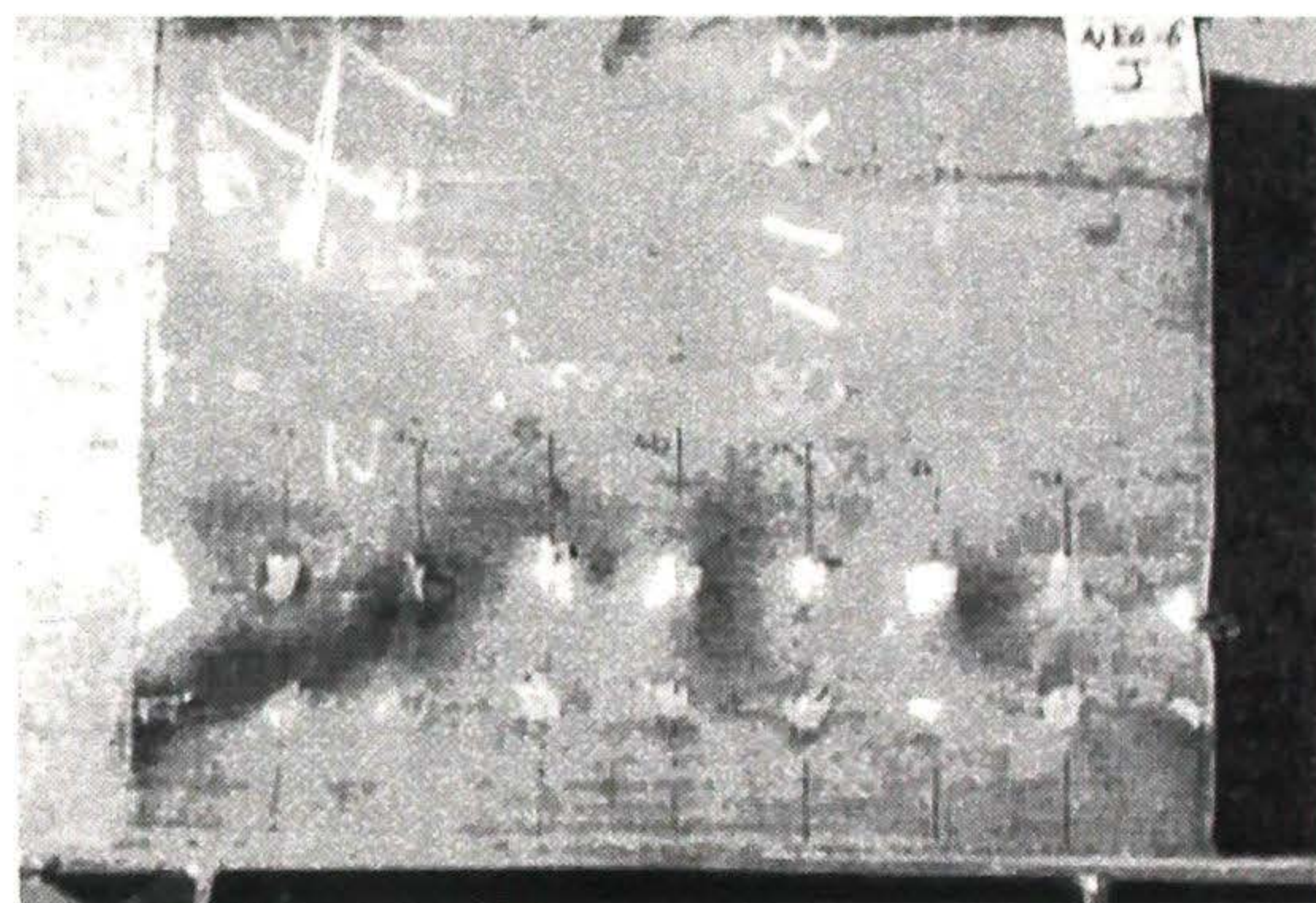
(a) 実験供試体 CEO-1

(b) 実験供試体 CNO-6

図-2.10 フランジプレート縦断面方向のたわみ



(a) 実験供試体 CEO-1



(b) 実験供試体 CNO-6

図-2.11 実験終了後の残留変形

2.3 コンクリート充填補強工法により補強した既設の鋼製橋脚の耐震性状

本節では、施工性、経済性に有利と考えられるコンクリート充填補強工法を、既設の補剛板構造を有する鋼製柱部材に適用する場合の補強効果を、鋼とコンクリートとの付着の程度に着目して、漸増繰返し水平変位載荷実験により検討する。

2.3.1 コンクリートを充填する実験供試体

コンクリートを柱部材内部に充填するコンクリート充填補強工法は、施工性・経済性に有利な耐震補強方法である。コンクリートを橋脚全長に充填すると自重の増加や基部への作用曲げモーメントの増加が懸念されることから、柱部材には部分的にコンクリートが充填される。

本研究では、文献 2.6 を参考にして、コンクリート充填部直上に位置する鋼断面に局部座屈を発生させない高さまでコンクリートを充填し、ダイアフラムにより密閉したコンクリート充填供試体を製作した。このとき、コンクリートの充填高さは実験供試体の約 3 分の 2 であり、柱基部の合成断面が全塑性曲げモーメント M_{pc} に達したとき、コンクリート充填部直上の鋼断面が $1.01 \sim 1.22M_y$ をとる。ただし、

M_y は鋼断面の降伏曲げモーメントである。

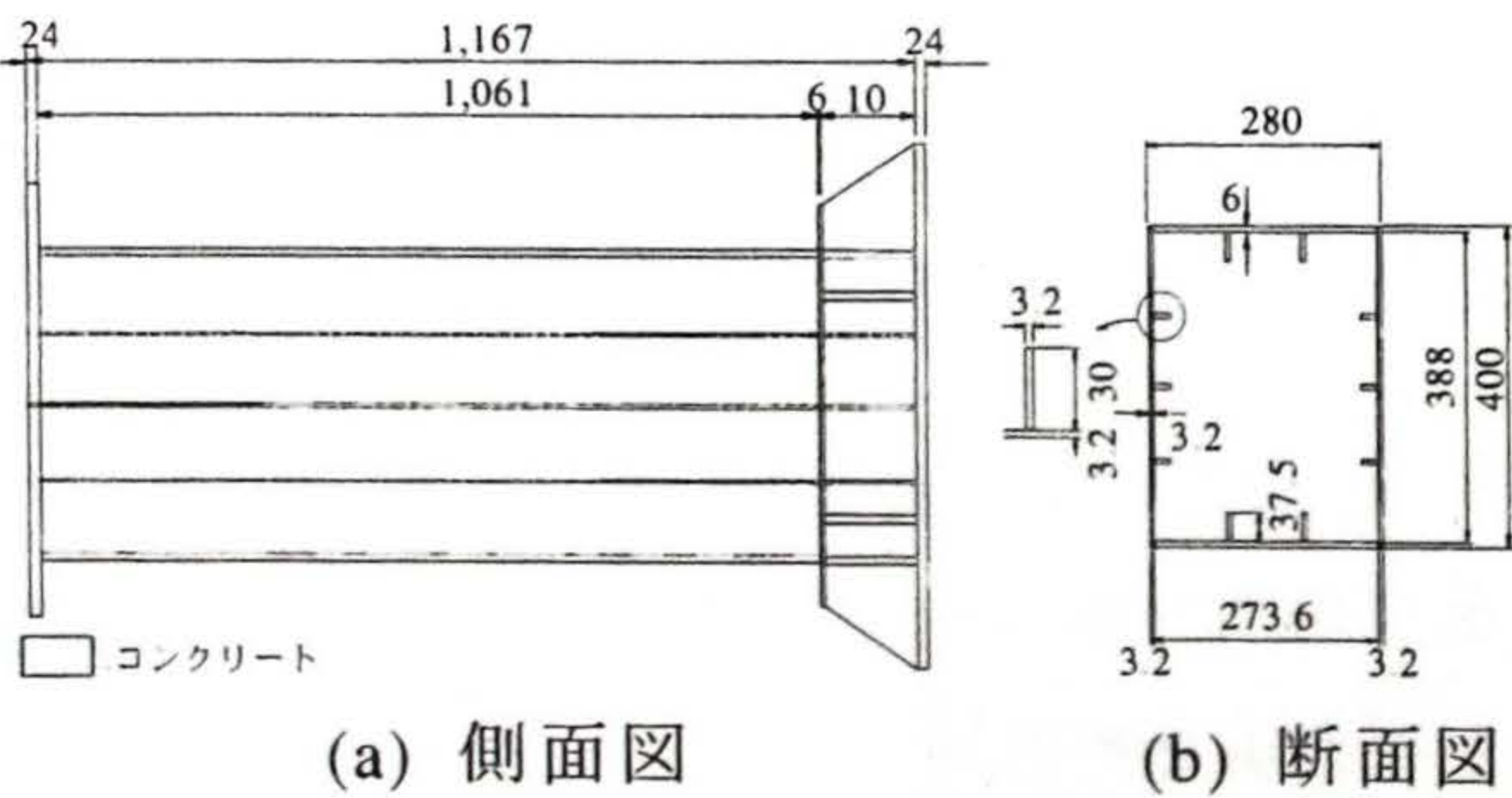
合成断面において、鋼とコンクリートとの付着の程度が補強効果あるいは補強後の耐荷力性状に及ぼす影響を検討するため、鋼とコンクリートとを自然な状態で付着させた場合（実験供試体 CCO-1）、および鋼断面の内側にグリスを塗り、ビニールシートを貼付して付着をできるだけ無くした場合（実験供試体 CCN-2）とを想定した2体のコンクリート充填供試体を製作した。コンクリートの充填効果の比較・検討には、コンクリートを充填せず鋼断面のみからなる CEO-1、および中詰めコンクリートが充填された既設の鋼製橋脚を想定して、橋脚高さの5分の1までコンクリートを部分充填した CEO-L/5 を用いた。

表-2.3 には、実験供試体の内訳をまとめて示す。また、図-2.12～図-2.14 には実験供試体の概略を、表-2.4 には実験供試体の断面に関する主なパラメータと使用鋼材とを示す。なお、充填コンクリートの載荷実施日の主な材料特性は、一軸圧縮強度 $\sigma_{ck} = 20.9 \text{ N/mm}^2$ 、弾性係数 $E_c = 2.26 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、およびポアソン比 $\mu_c = 0.191$ であった。

表-2.3 実験供試体の内訳

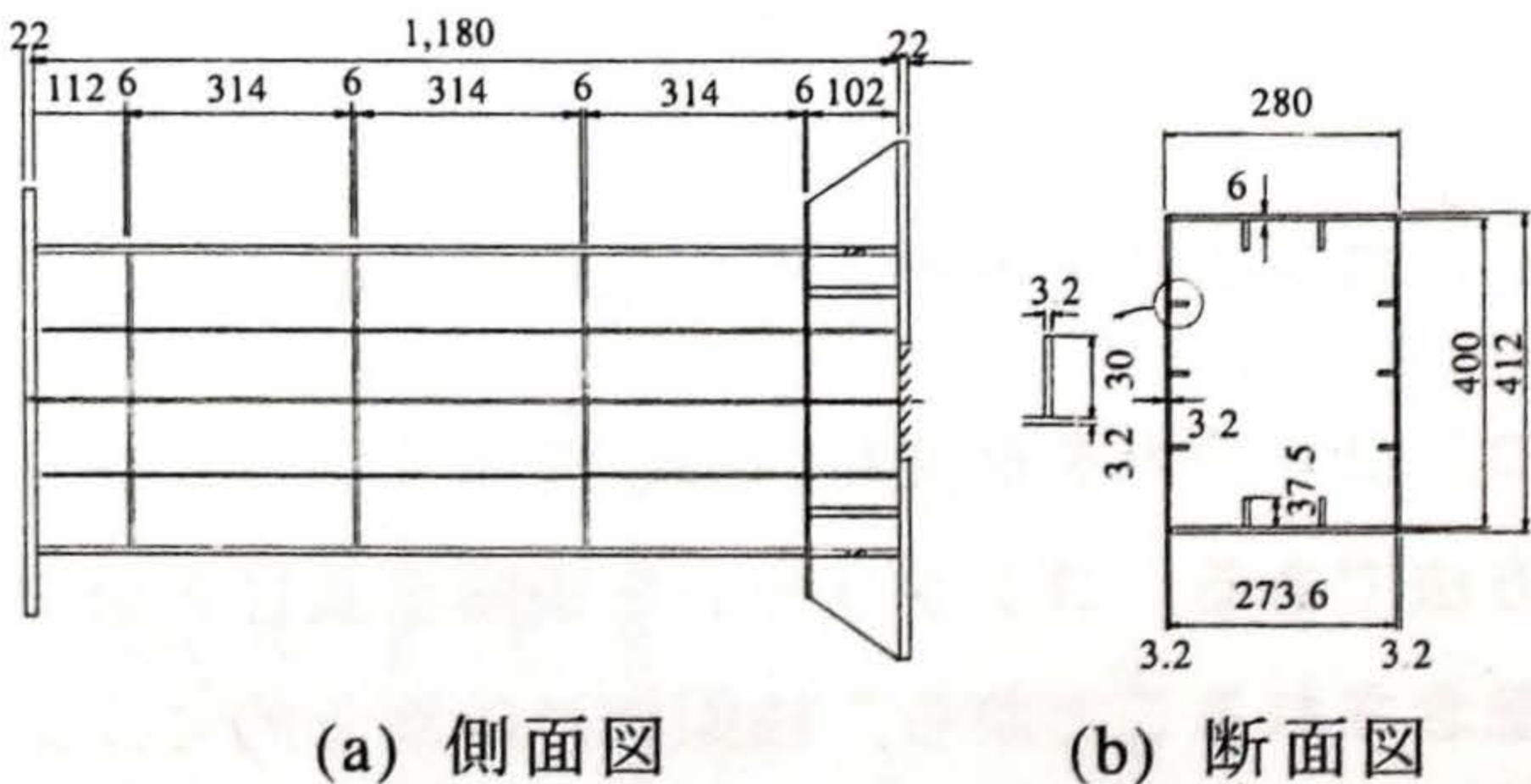
実験供試体名	概要	付着の有無	コンクリートの充填高さ	断面の概要
CCO-1	箱断面内部にコンクリートを充填し、鋼とコンクリートとを自然な状態で付着させた供試体	自然付着	$2L/3$	
CCN-2	フランジ内部にグリスを塗り、ビニールシートを貼付することで鋼とコンクリートの付着を無くした供試体	付着僅少	$2L/3$	
CEO-L/5	箱断面内部にコンクリートを充填し、鋼とコンクリートとを自然な状態で付着させた供試体	自然付着	$L/5$	
CEO-1	コンクリートを充填せず、鋼断面のみからなる供試体	—	—	

注：L は橋脚高さで、供試体基部から水平荷重の載荷位置までの距離を表す。



(a) 側面図

(b) 断面図



(a) 側面図

(b) 断面図

図-2.12 実験供試体 CCO-1 および CCN-2

図-2.13 実験供試体 CEO-1（寸法単位：mm）

（寸法単位：mm）

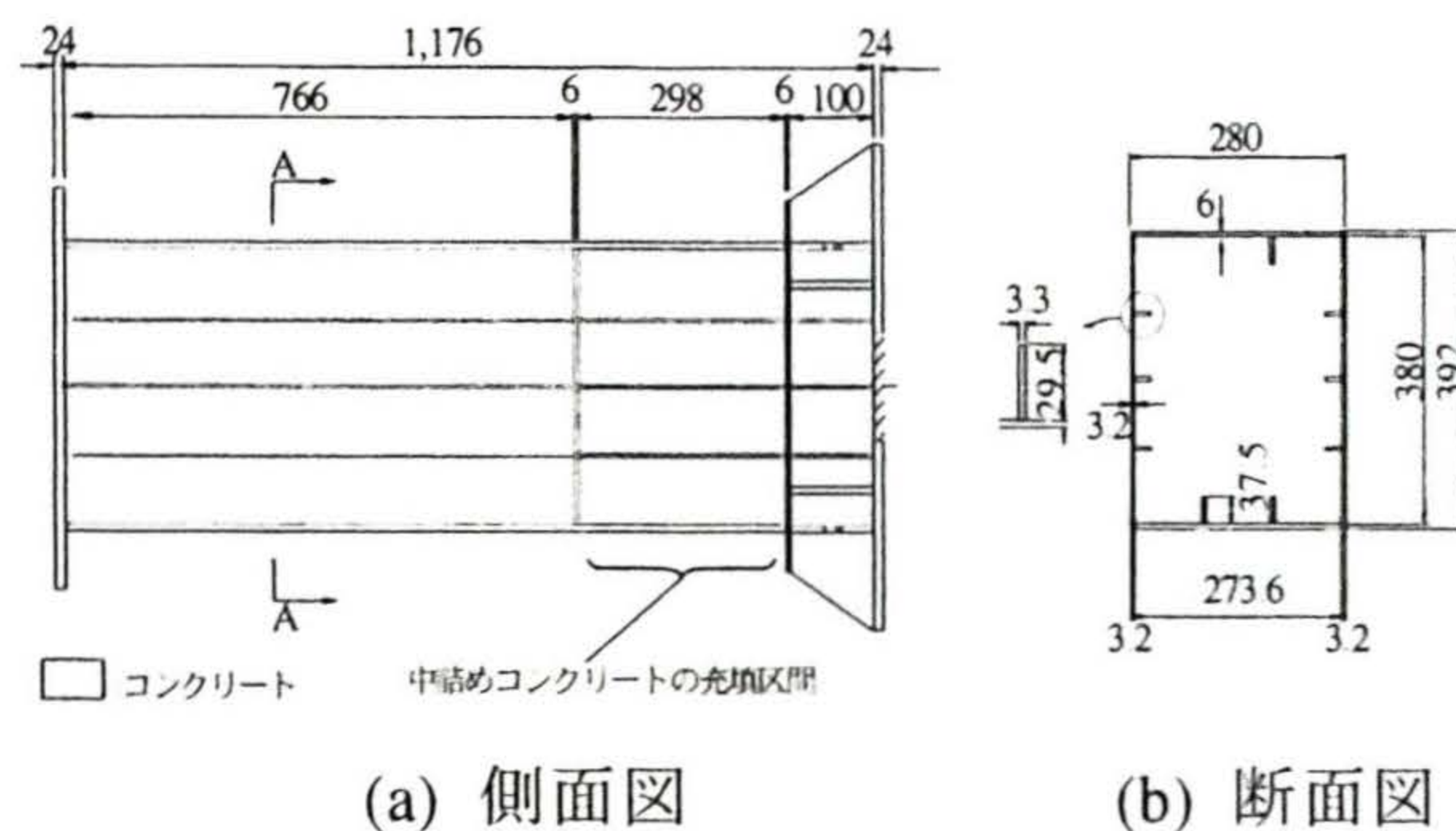


図-2. 14 実験供試体 CEO-L/5（寸法単位：mm）

表-2. 4 実験供試体の内訳，鋼板の機械的性質，および座屈パラメータ

実験供試体名	R_R	R_f	R_s	γ/γ^*	σ_Y	E_s	μ_s	σ_{tu}	備考
CEO-1	0.619	0.455	0.560	1.897	287.1	2.07	0.265	427.3	“コンクリート充填なし”，繰返し
CEO-L/5	0.656	0.488	0.605	1.849	322.4	1.97	0.281	429.6	“コンクリート部分充填”，繰返し
CCO-1, CCN-2	0.631	0.475	0.556	1.805	288.5	1.86	0.283	436.2	“コンクリート充填”，繰返し

注： σ_Y および σ_{tu} の単位は N/mm^2 ， E_s の単位は $10^5 N/mm^2$ である。

2. 3. 2 実験結果

(1) 曲げモーメント－水平変位関係

図-2.15 および表-2.5 には，各実験供試体の曲げモーメント－水平変位曲線から得られる包絡線，およびこの包絡線から算定される主な結果をまとめて示す。

図-2.15 および表-2.5 によると，コンクリートを橋脚高さの 5 分の 1 まで部分的に充填した供試体 CEO-L/5 と，コンクリートを充填しない供試体 CEO-1 とを比べると，最大荷重が 1.4 倍（鋼断面供試体の降伏荷重と比較すると約 2.0 倍），塑性率が 2.17 から 3.52 となり，コンクリートを部分的に充填する効果が確認できる．なお，実験供試体 CEO-L/5 には，最終的に，コンクリートを充填した合成断面の直上の鋼断面に，CEO-1 の下端断面と同様な補剛板パネル全体の座屈変形が発生した．このため，コンクリートを橋脚高さの 5 分の 1 まで充填する場合にも，補剛板パネル全体の座屈変形に起因する変形性能の不足は解消されない。

コンクリートを充填した実験供試体 CCO-1 と，コンクリートを充填しない CEO-1 とを比べると，最大荷重が 1.6 倍（鋼断面供試体の降伏荷重と比較すると約 2.2 倍），塑性率が 2.17 から 11.35 となり，コンクリートを充填すると，耐荷力と変形性能とをともに著しく改善できることがわかる．鋼とコンクリートの付着を無くした CCN-2 も，CCO-1 と比較すると，ピーク荷重に到達する繰返し 9 回目まで，ほぼ同じ挙動を示している．すなわち，ダイアフラムにより充填コンクリートの密閉が図られている場合には，鋼とコンクリートとの付着の有無が，合成柱の耐荷力と変形性能とに及ぼす影響は小さいと考えられる．コンクリートを橋脚高さの 3 分の 2 まで充填したいずれの供試体も，最終的な崩壊は，柱部材の下端断面で発生した。

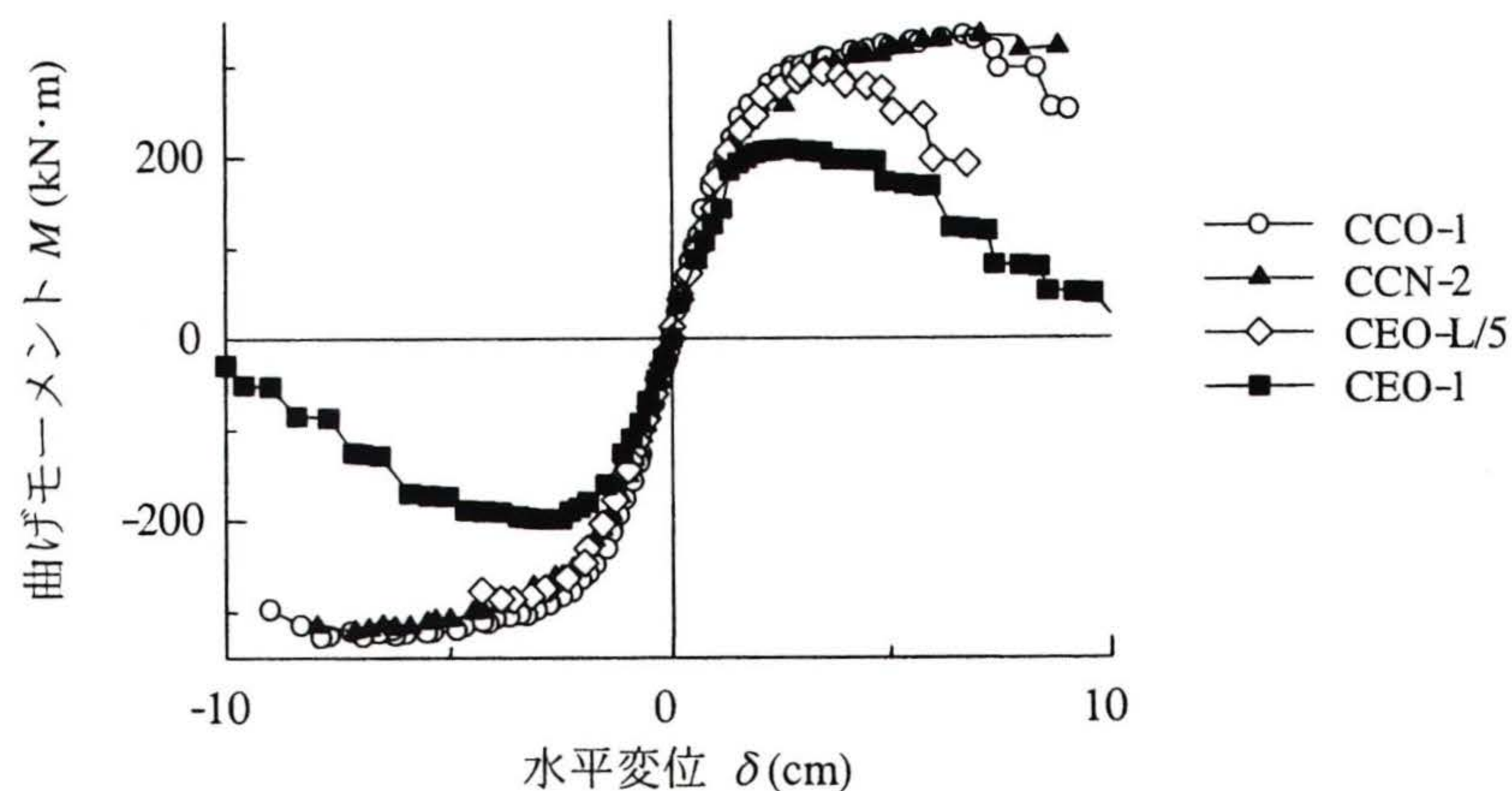


図-2. 15 曲げモーメントー水平変位関係

表-2. 5 実験供試体の強度上昇率および塑性率

実験供試体名	コンクリートの充填高さ h_c	終局変位 (mm)		終局曲げモーメント (kN・m)		M_Y (kN・m)	曲げ剛性 (kN/cm)	強度上昇率		塑性率	
		+側	-側	+側	-側			β_1	β_2	μ_u	μ_{95}
CEO-1	無し	27.0	25.3	208.3	198.9	149.2	7,910	基準	-	2.17	3.99
CEO-L/5	L/5	35.0	36.1	292.8	296.8	156.7	9,200	1.37	基準	3.52	4.92
CCO-1	2L/3	67.2	78.8	333.1	327.2	149.7	11,390	1.64	1.19	11.35	12.99
CCN-2	2L/3	71.2	71.2	332.2	321.1	149.7	10,192	1.61	1.17	8.00	計測結果無し

注：各実験供試体の座屈発生箇所は、実験供試体 CEO-1 は下端の鋼断面、CCO-1 および CCN-2 は下端の合成断面、CEO-L/5 は中詰めコンクリート直上の鋼断面であった。

最大曲げモーメントが上昇する要因には、鋼板のひずみ硬化、およびコンクリートを密閉し充填することによるコンクリート強度の上昇とが考えられる。そこで、コンクリートを充填した供試体の終局状態における応力分布を、鋼材の降伏棚および、ひずみ硬化を考慮して（図-2.16 参照）、フランジプレートに発生する最大引張応力を $1.3 \sim 1.5 \sigma_Y$ 、およびコンクリートを密閉することに伴う圧縮応力の上昇を $1 \sim 4 \sigma_{ck}$ と仮定して、ダイアフラムで密閉しコンクリートを充填した鋼製橋脚の終局曲げモーメント M_{uc} を断面分割法[2.3]により試算した。後述のとおり、圧縮側の補剛板パネルには座屈変形が発生するため、最大圧縮応力は $1.0 \sigma_Y$ としている。算定結果を表-2.6 に示す。

表-2.6 によると、上の仮定に基づき算出した合成柱の最大曲げモーメントは、 $1.4 \sigma_Y$ で $4 \sigma_{ck}$ 、 $1.5 \sigma_Y$ で $3 \sigma_{ck}$ 、 $4 \sigma_{ck}$ の3つの設定を除いて、実験供試体 CCO-1 および CCN-2 の最大曲げモーメントの値よりも1～2割程度小さい値を算定した。したがって、コンクリート強度の違いが、終局曲げモーメントの算定値に与える影響は、鋼材の最大引張応力の設定に比較して小さい。合成断面の終局曲げモーメントを精度良く算定するためには、鋼材のひずみ効果現象に伴う最大引張応力および充填コンクリートの圧縮応力の上昇との2つを適切に評価する必要がある。とりわけ、鋼材の最大引張応力の設定が及ぼす影響が大きい。

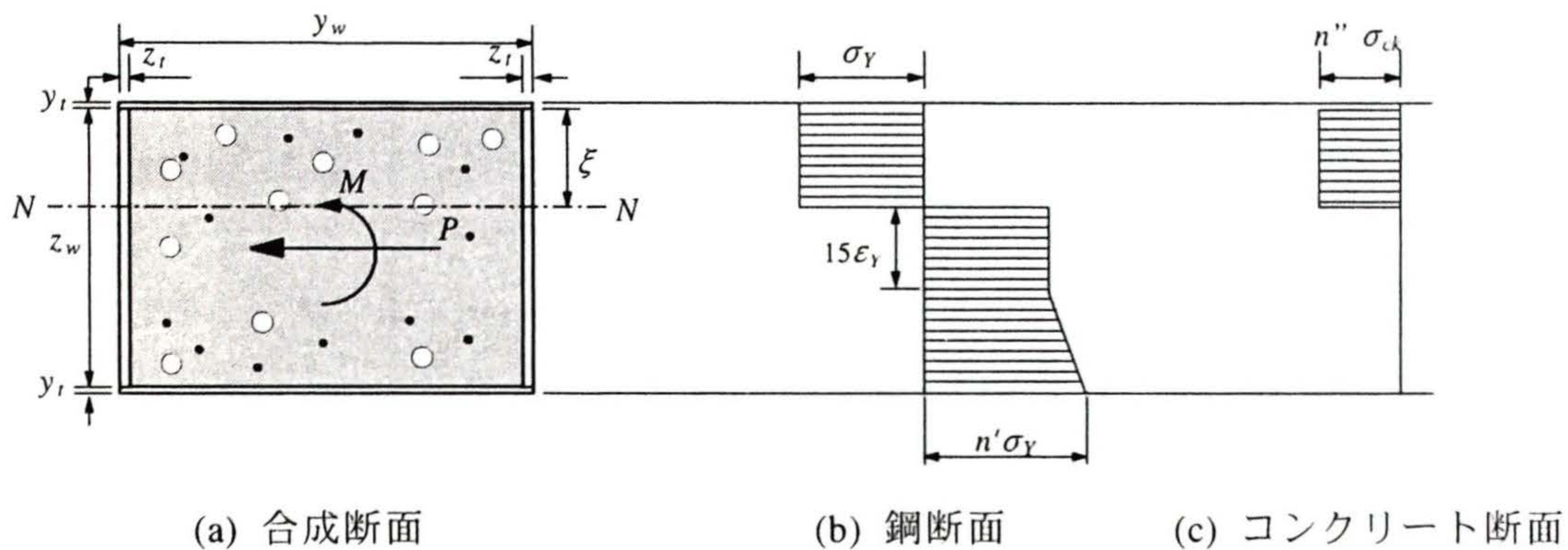


図-2.16 断面の仮定応力分布（最大曲げモーメント）

表-2.6 仮定応力分布における最大曲げモーメント

最大曲げモーメント時の応力状態の仮定		仮定応力分布における 終局曲げモーメント M_{uc} (kN・m)	実験による終局曲 げモーメント M_{uc} (kN・m)
鋼材の最大引張応力	コンクリートの 最大圧縮応力		
$1.3\sigma_Y$	σ_{ck}	266.6	供試体 CCO-1 : 327.2
	$2\sigma_{ck}$	292.1	
	$3\sigma_{ck}$	305.4	
	$4\sigma_{ck}$	313.3	
$1.4\sigma_Y$	σ_{ck}	276.8	供試体 CCN-2 : 321.1
	$2\sigma_{ck}$	304.9	
	$3\sigma_{ck}$	319.8	
	$4\sigma_{ck}$	329.2	
$1.5\sigma_Y$	σ_{ck}	287.0	
	$2\sigma_{ck}$	317.9	
	$3\sigma_{ck}$	334.6	
	$4\sigma_{ck}$	344.5	

以上から、コンクリートをダイヤフラムで密閉して柱部材に充填すると、変形性能は $\mu_u=8$ 以上へと著しく改善でき、コンクリートを充填しない鋼製橋脚に比べて、主として鋼板のひずみ硬化現象により終局曲げモーメントの値は上昇し、その終局曲げモーメントの上昇は、実験結果に基づく約 1.64～1.70 倍、計算値に基づく約 1.33～1.50 倍程度である。また、コンクリートを充填した実験供試体 CCO-1 および CCN-2 で、柱基部の鋼板の割れが発生しない場合には、さらに大きな耐荷力を期待できると推察される。

(2) 補剛板パネルの変形状況

載荷中の補剛板パネルの変形状況の履歴、および実験終了後の崩壊状況は、図-2.17～図-2.19 に示すとおりであった。

載荷中の補剛板パネルの変形状況に着目すると、鋼とコンクリートとの付着が弱い場合には、補剛板パネルの断面外側への変形量が大きい。基部から 5 cm の位置における面外方向のたわみは、いずれも縦補剛材間で発生し、縦補剛材の設置位置では繰返し 6 回目までほとんど発生しないことが確認できた。

実験終了時には、コンクリートを橋脚高さの 3 分の 2 まで充填した全ての実験供試体で、柱部材下端の断面に鋼板の座屈損傷が認められ、とりわけ、最下端の断面コーナー部では鋼材の割れが確認された。この割れは、補剛板パネルの座屈強度を高めた実験供試体 CNO-6 で見られた割れの発生と同様であり、溶接線に沿うものではなく、座屈による大きな曲率の発生する柱部材下端で発生した。

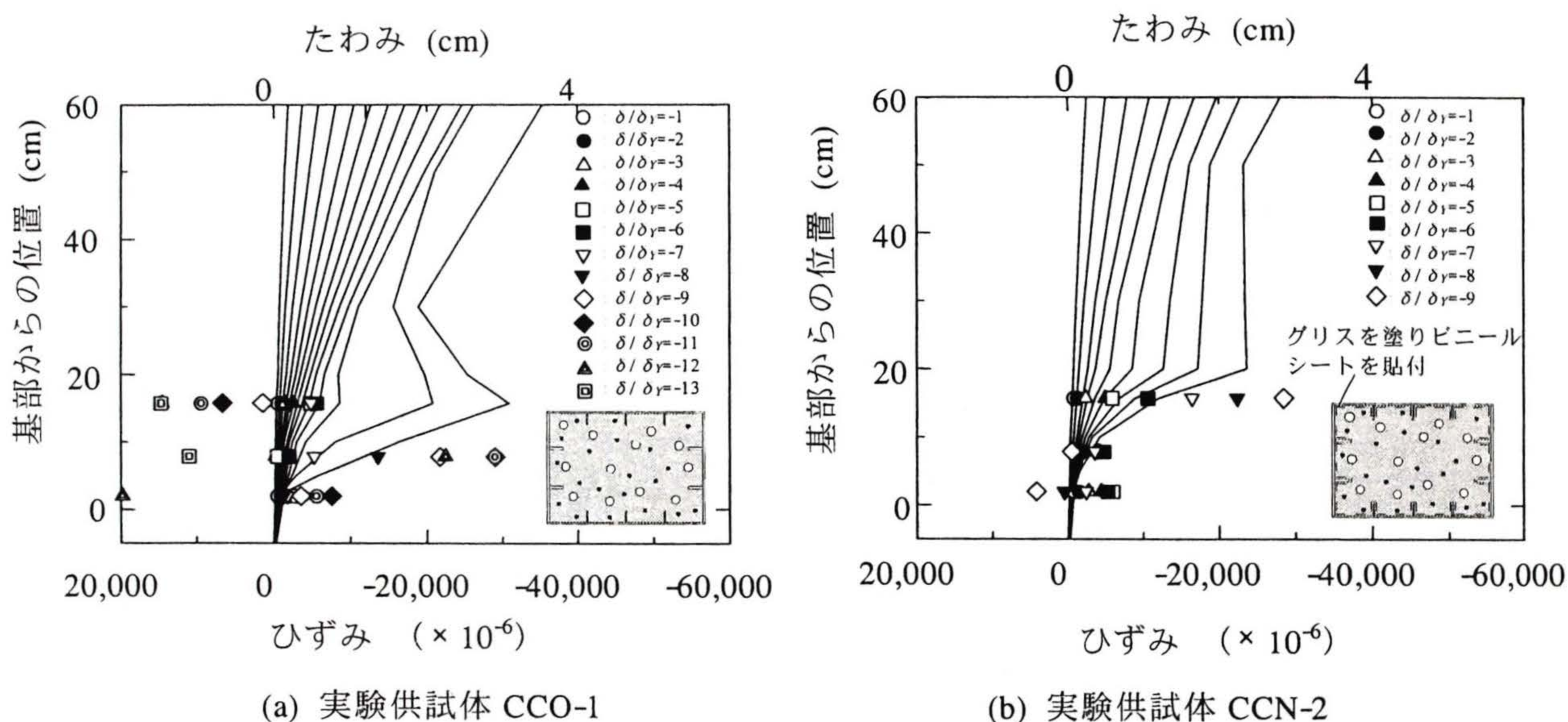


図-2.17 高さ方向のたわみ、およびひずみ分布

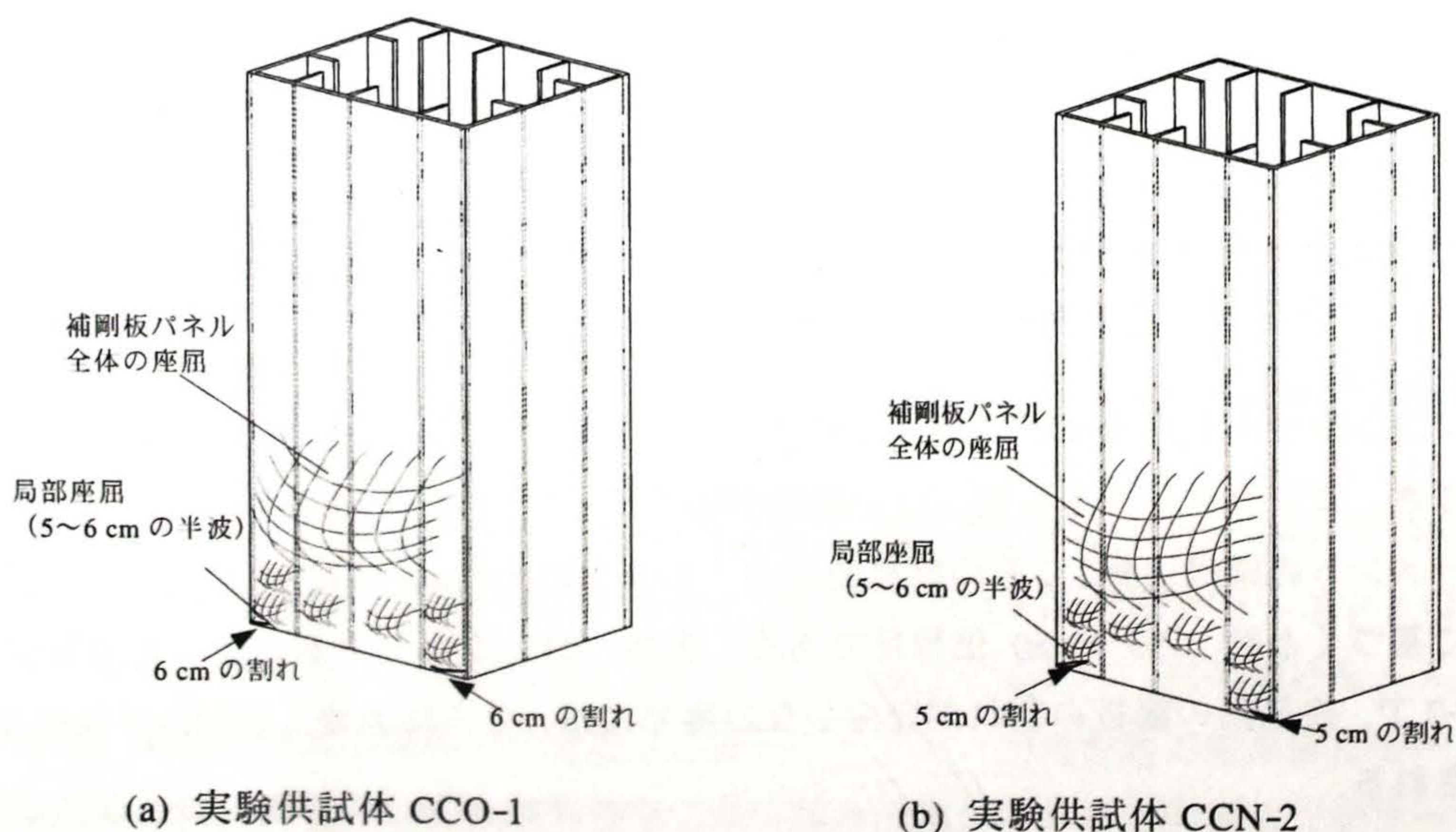
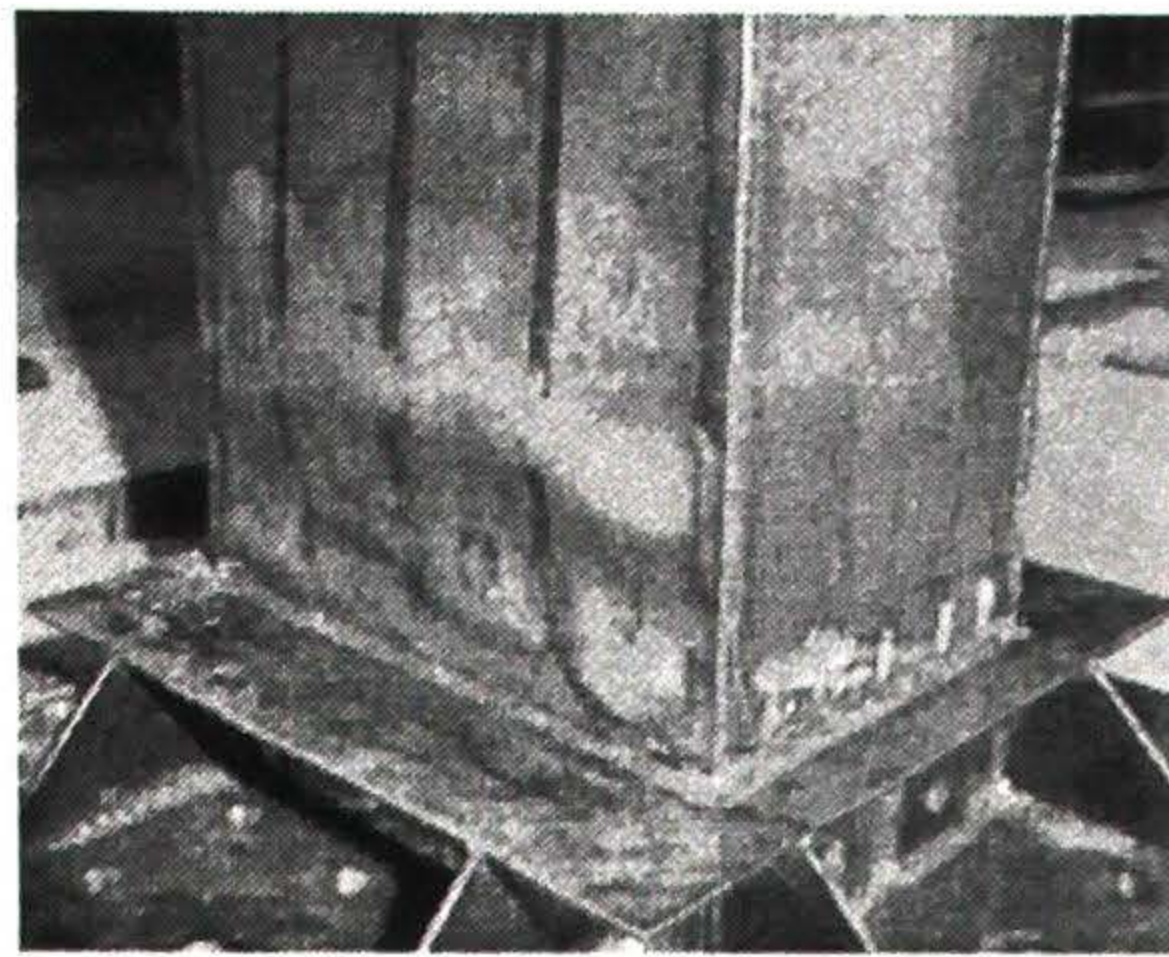
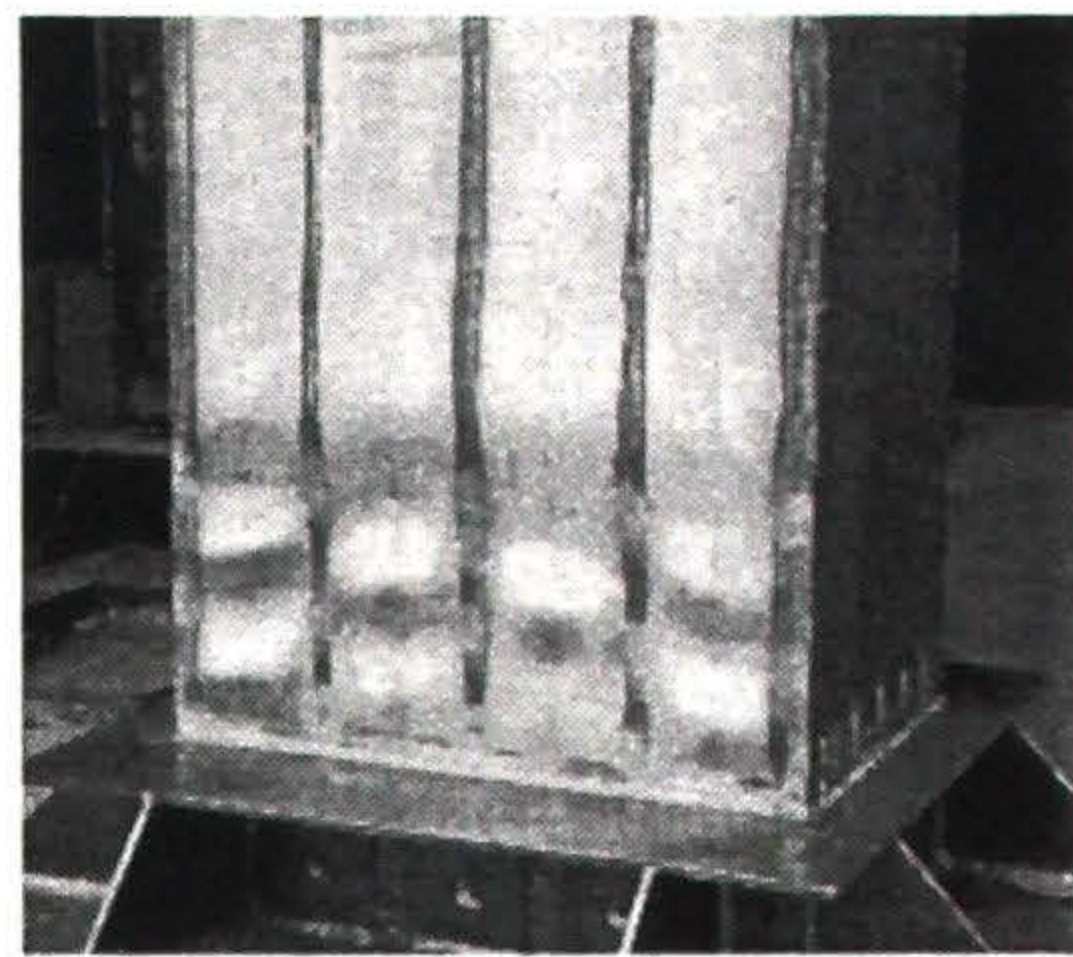


図-2.18 実験終了後の割れ・座屈発生状況のスケッチ（フランジプレート）



(a) 実験供試体 CCO-1



(b) 実験供試体 CCN-2

図-2.19 実験終了後の座屈変形状況

(3) エネルギー吸収量

図-2.20 には、水平荷重－水平変位曲線の各繰返しループに囲まれる面積により算出した各繰返しサイクルごとのエネルギー吸収量を示す。

同図によると、鋼製柱あるいは橋脚高さの 5 分の 1 までコンクリートを充填した部分合成柱と比較して、コンクリートを 3 分の 2 まで充填したいずれの供試体もエネルギー吸収に優れている。また、ダイアフラムで密閉してコンクリートを 3 分の 2 まで充填する場合には、鋼とコンクリートとの付着の程度の違いは顕著に現れないことが明かとなった。とくに、水平変位が 4 cm 以下では、コンクリート充填の有無あるいはコンクリートの付着の程度が柱部材の耐震性に及ぼす影響が小さいことが確認できる。なお、この水平変位 4 cm は、鋼製柱で繰返し 4 回目、コンクリート部分充填柱で 5～6 回目に相当する。

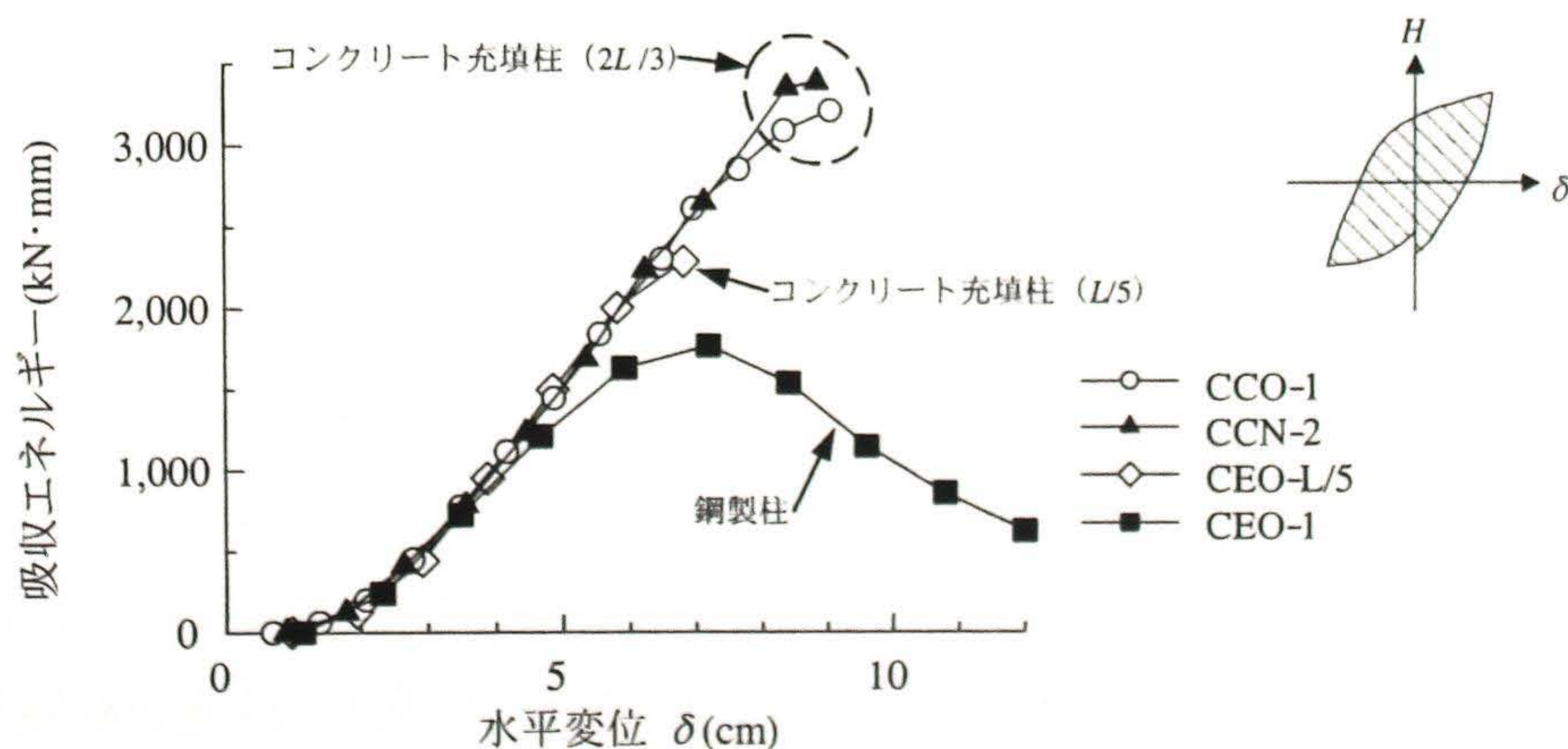


図-2.20 エネルギー吸収量の比較

2.3.3 コンクリート充填補強工法による補強効果に関する考察

本節では、コンクリートを橋脚高さの5分の1まで充填した部分コンクリート充填柱、およびコンクリート充填補強工法により補強した既設の鋼製橋脚柱の耐震性を検討するため、漸増繰返し水平変位載荷実験を実施した。コンクリート充填補強工法を適用した供試体では、鋼とコンクリートとの付着の程度を、自然付着、および付着僅少の2タイプとした。コンクリートの充填高さは、コンクリート充填部直上の鋼断面に座屈変形が発生しないような高さ、すなわち橋脚高さの3分の2とし、ダイヤフラムによって充填コンクリートを密閉した。得られた主な成果は以下のとおりである。

a. コンクリートの充填効果

- (i) ダイヤフラムで密閉してコンクリートを充填すると、耐力と変形性能とがともに改善できる。コンクリートを橋脚高さの5分の1まで充填する場合、塑性率は3.5程度（コンクリートを充填しない場合には2.2程度）であり、依然として、変形性能の不足は解消されない。これは、コンクリートを充填しない場合に見られた柱部材最下端での補剛板パネル全体の座屈変形が、コンクリート充填部の上部の鋼断面へとシフトして発生するためである。
- (ii) ダイヤフラムで密閉したコンクリート充填部の上部の鋼断面に座屈損傷が発生しないような高さ、すなわち、コンクリートを橋脚高さの3分の2まで充填すると、耐力と変形性能とがともに改善される。塑性率は10以上となり、十分な変形性能を期待することができる。
- (iii) 実験終了時には、コンクリートを橋脚高さの3分の2まで充填した2体の実験供試体で、柱部材下端の断面に鋼板の座屈損傷、および最下端の断面コーナー部に鋼板の割れが確認された。これは、コンクリートを充填することにより柱部材の曲げ剛性および耐力が上昇するためである。

b. 鋼とコンクリートとの付着の程度による影響

- (i) ダイヤフラムによりコンクリートを密閉して、本検討で載荷したパターンで繰返し荷重が作用する場合には、鋼とコンクリートとの付着の程度が耐力性状に及ぼす影響は小さい。
- (ii) 鋼とコンクリートとの付着が僅少である場合には、実験終了時に補剛板パネル全体が断面外側方向へ膨らむ座屈変形が見られた。

c. コンクリート充填補強工法の適用範囲

柱部材内部にコンクリートを充填する方法は、コンクリート自体が安価な構造材料であり、施工性にも有利な補強方法であり、コンクリートを充填することによって、補剛板パネルの箱断面内側への変形を確実に防止できるため、耐力と変形性能とをともに向上できる。補強後の橋脚最弱点部を橋脚基部に設定しないことを前提とすると、コンクリート充填補強工法の適用範囲は、図-2.21に示すように、アンカー部の終局曲げモーメント $M_{u,anc}$ が、合成断面の終局曲げモーメント M_{uc} 以上である場合に限定される。

$$M_{u,anc} > M_{uc} \quad (2.13)$$

ただし、実橋脚への適用に際しては、これらの終局曲げモーメントの比較には、作用曲げモーメント分布を考慮する必要がある。断面の高さ方向の板厚変化やダイヤフラムあるいは横補剛材の設置位置を

はじめ、供用下の柱部材にコンクリート打設用の孔の追加・設置する影響や、コンクリートの自重の影響がアンカーボルトおよび基礎構造へ及ぼす影響について十分に注意する必要がある。コンクリートを充填すると橋脚下端部が制御断面となり、損傷は柱部材の下端に発生することから、損傷後に補修・修復が可能であるかについても補強方法選定の基準として重要である。

既設の鋼製橋脚の柱高さ方向には、ダイアフラムあるいは横補剛材が 1.5～2.5 m の間隔で設置されているのが通常である。柱部材に充填されたコンクリートは、コンクリート上面にダイアフラム等が設置されていない場合にも、充填区間内に設置されたダイアフラムあるいは横補剛材によって密閉された状態になっていると考えられる。したがって、コンクリートを充填しない鋼製橋脚として設計された鋼製橋脚に中詰めコンクリートが充填されている場合には、ダイアフラムで密閉された状態でコンクリートが充填された柱部材としての終局強度の算定が必要である。前述のとおり、鋼材の最大引張強度あるいは充填コンクリートの最大圧縮強度を変化させて、合成断面の終局曲げモーメントの値を試算した。その結果、合成断面の終局曲げモーメント M_{uc} を精度良く算定するためには、鋼材のひずみ効果現象に伴う最大引張応力および充填コンクリートの圧縮応力の上昇とをともに適切に評価する必要があり、とりわけ鋼材の降伏比が算定値に及ぼす影響が大きいことがわかった。

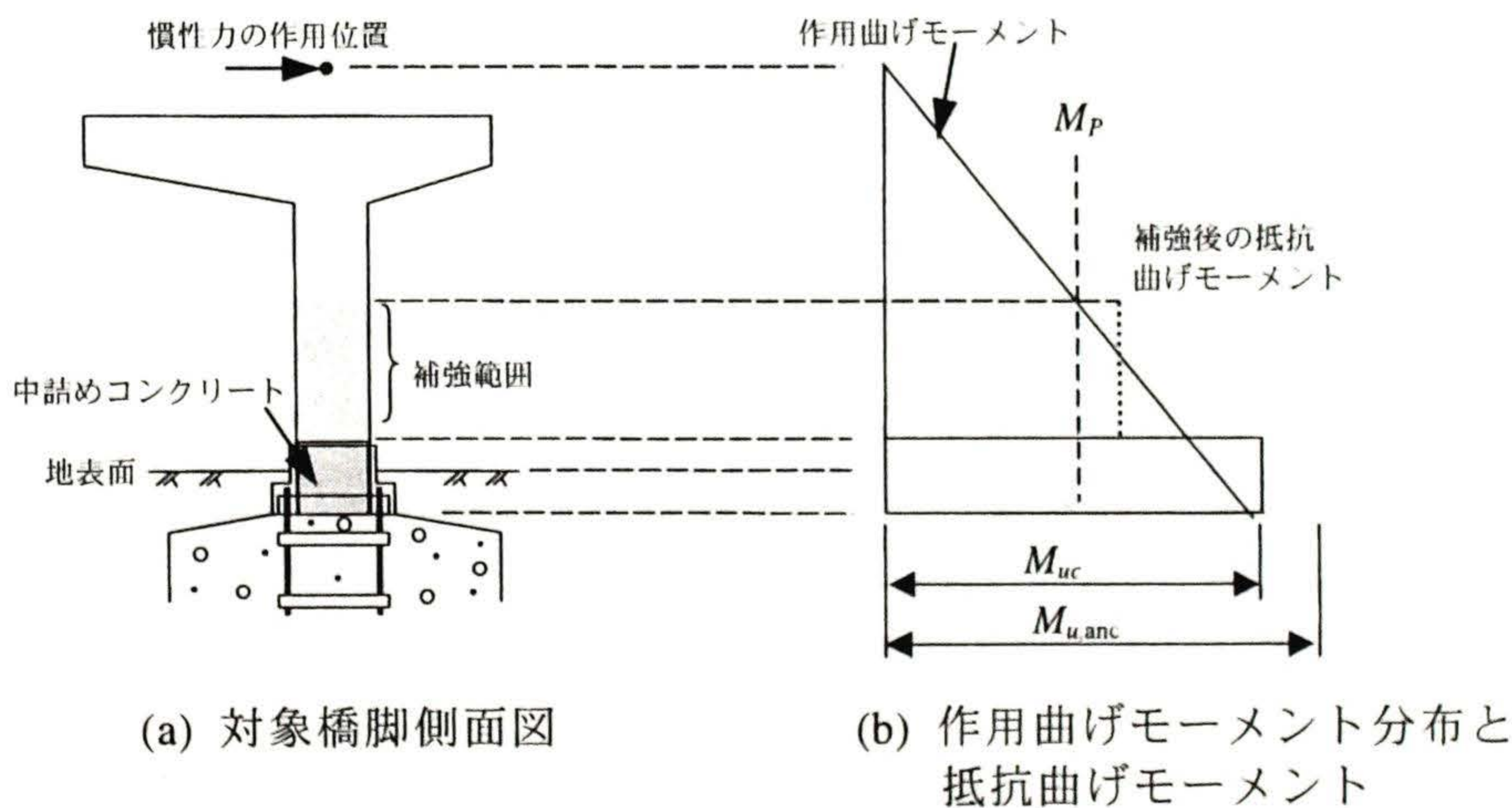


図-2.21 コンクリート充填補強工法の補強範囲

2.4 鋼材の大きな塑性変形を利用する鋼製橋脚の耐震性向上方法の提案

以下では、レベル 2 地震動に対する十分な変形性能が確保されておらず、かつ定着部の終局耐荷力の関係でコンクリート充填補強工法が適用できない既設の矩形断面鋼製橋脚を対象として、補強後の耐荷力上昇を低減し、十分な変形性能を確保できるような耐震補強法の必要性和有用性について考察を加える。そのためには、柱部材の中程の鋼断面を制御断面とする耐震補強法（CPZM）が有効であることを述べる。

(1) 橋脚柱部材の鋼断面に塑性変形の発生する箇所を限定する利点

鋼製橋脚は、RC 橋脚の建設が困難な場所、すなわち、埋立地や海上部の軟弱地盤上、ならびに都市内の建築限界の厳しい場所に建設され、都市内の主要交通網の機能保持に重要な役割を担っている。したがって、第1章で述べたように、これまで、耐震補強方法の選択は、アンカーボルトの損傷を防止するという観点から、補強後の柱部材の終局曲げモーメントとアンカー部の終局曲げモーメントとの値を比較して決定されている。

レベル2地震動を考慮して耐震設計されていない既設の鋼製橋脚（図-2.22、曲線(1)参照）は、補剛板パネル全体の座屈変形が発生するため、変形性能が不足し、最大荷重後の急激に耐荷力が低下する。このような既設の鋼製橋脚の耐震性向上においては、レベル1地震動に対しては損傷を受けず、レベル2地震動に対して必要な耐震性能を確保すること、また、柱部材下端あるいはアンカーボルトに、図-2.23に示すような損傷が発生させないことが重要である。そのためには、柱下端の合成断面を柱部材の耐荷力を決定する制御断面とせず、実験あるいは数値解析によって耐荷力性状と変形性能とを精度良く算定可能な鋼断面とし、かつ制御断面を地上部の柱部材に設定する方法（図-2.22、曲線(2)参照）が有効である。このとき、鋼材は強度のばらつきが少ないため、鋼断面の塑性変形ならびに耐荷力を精度良くコントロールでき、設計コンセプトどおりの性能を確保することが合成断面に比べて容易である。

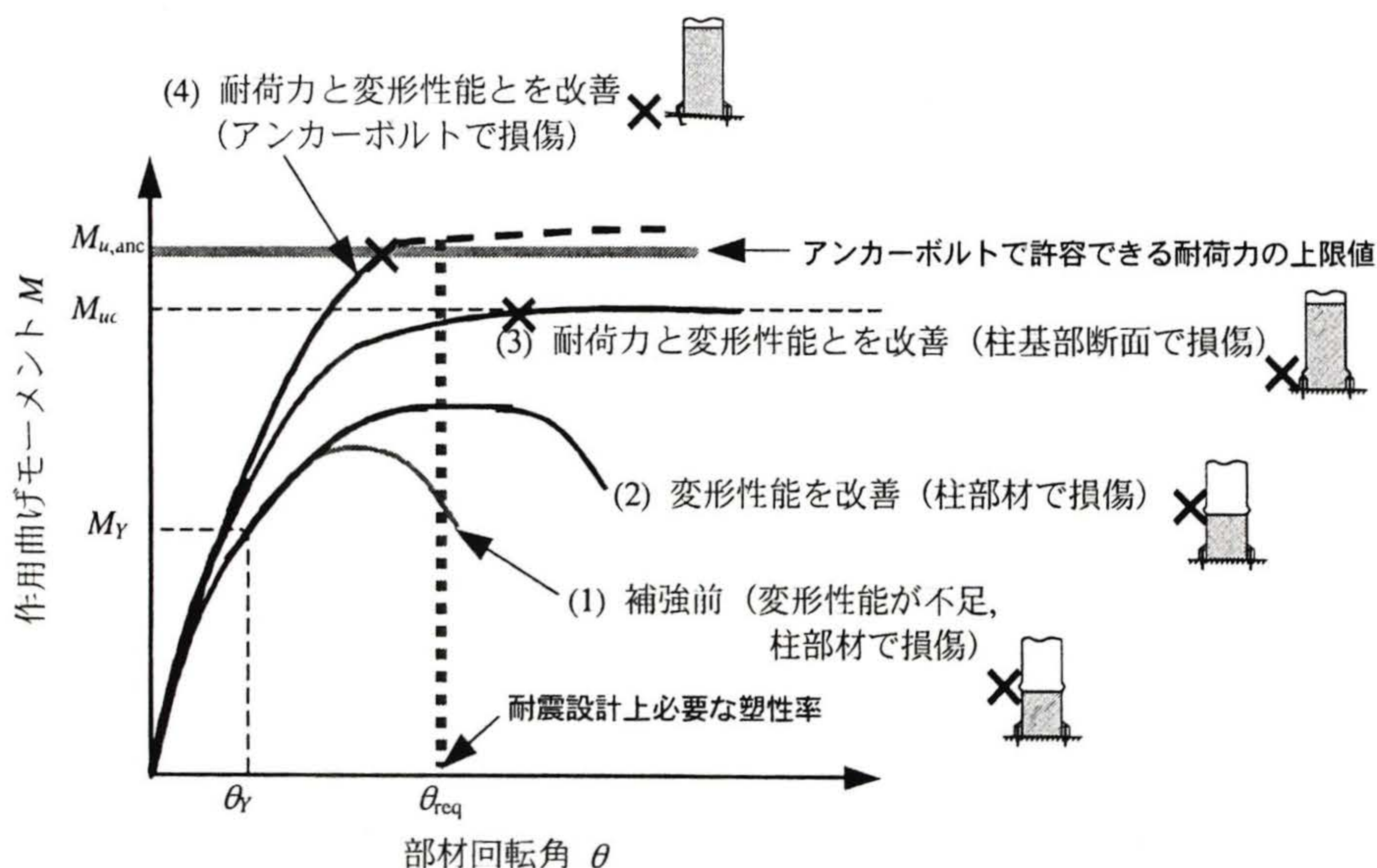


図-2.22 補強効果と作用曲げモーメント－部材回転角関係

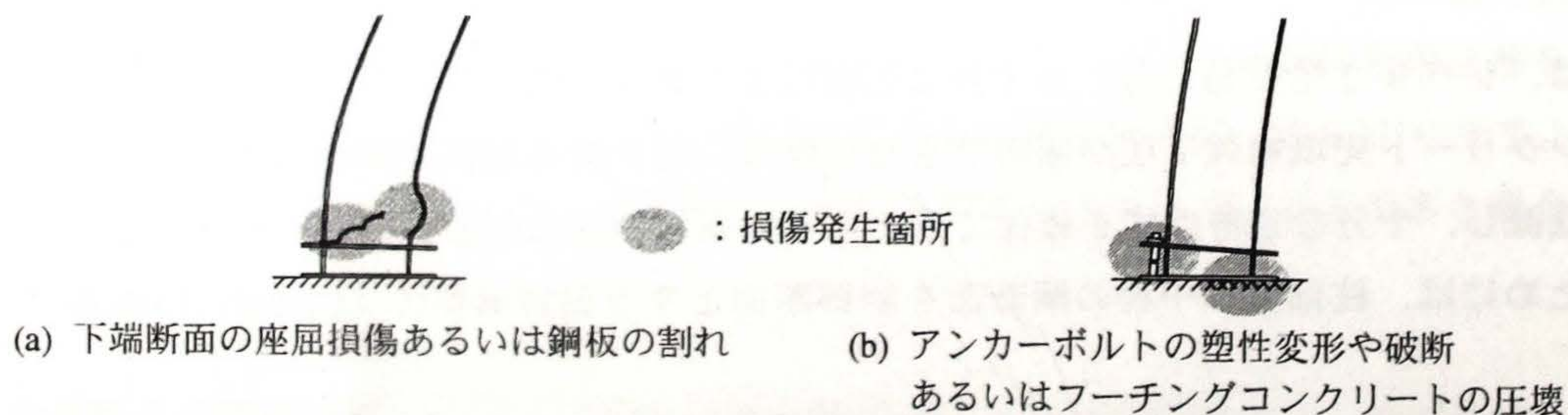


図-2.23 柱部材下端断面あるいはアンカーボルトの損傷

コンクリートを充填した合成柱部材の終局時には、なんらかの座屈変形が鋼断面に生じていると想定される。上述の実験でも、鋼とコンクリートとの付着の程度を僅少とする場合には、 $4\sim 5\delta_y$ で鋼板は断面外側へ座屈し膨らみ始め鋼板とコンクリートとの肌離れ、および柱部材下端で鋼板の割れが発生した。したがって、合成断面の耐荷力を設計で期待するとおりに制御することは困難であり、合成断面の終局状態の設定には、合成断面の鋼とコンクリートとの構成比（荷重分担率のようなもので、たとえば圧縮卓越部材の場合には、鋼とコンクリートとの断面積比）に応じた算定方法が必要となると考えられる。すなわち、異なる材料からなる合成部材の終局状態の決定には、引張側のコンクリートの割れ、引張側鋼材の割れ、および鋼板の座屈変形などが関係し、鋼とコンクリートとの構成比によっては十分な耐荷力を得ることが出来ない場合や期待する以上に十分な耐荷力を有している場合も想定できる。さらに、鋼製橋脚柱内にコンクリートを充填した合成断面では、充填されたコンクリートの存在により、外側の鋼板、とくに縦補剛材のガス切断が困難であるため、その箇所・程度の把握、損傷箇所の補修も容易ではないと推察され、合成断面を制御断面とする耐震補強法は、必ずしも合理的であるとは言い難い。

一方、座屈パラメータに関する制限値を満たす補剛板構造を有する鋼製橋脚は、従来の補剛板構造を有する鋼製橋脚に比べて、補剛板パネル全体の座屈変形の発生を抑制することが可能であり、耐震性能の向上を期待できるが、柱部材下端断面で鋼板の割れの発生も確認された。すなわち、座屈パラメータに関する制限値を満足する補剛板構造と同等な耐荷力を確保できるように、新設の鋼製橋脚と同程度の断面性能まで既設の鋼製橋脚の補剛板を補強すると、柱部材下端付近での損傷の発生が想定される。橋脚柱部材とフーチング・コンクリートとを繋ぐ定着部は、数多くの部材で構成されるため、フーチングコンクリートの圧壊、アンカーボルトの伸び・破断をはじめ、想定される損傷の形態も多様であり、設計で想定したとおりの損傷発生を期待することは困難であると考えられる。

ここで、地上部の鋼部材が損傷を受けた場合には、塗装の剥離、および発生する局部座屈変形により、損傷の程度を目視によりある程度判断できるため、損傷の早期発見が容易となる。損傷を受けた鋼板の補修・補強についても、兵庫県南部地震後の復旧の際に実施されたように、機械的に座屈変形を元に戻す、あるいは損傷した鋼板を取り除き新しい鋼板と置き換えるなどが可能であり、比較的容易に実施することが可能である。

以上のとおり、過大な地震荷重を受けた場合にも損傷部位を限定できるとともに、損傷過程と損傷の程度とを容易に判定できることから、路面下に位置する柱基部付近での損傷発生を確実に防止し、地上部の鋼断面を制御断面とする耐震補強法は、耐震設計上、有効であると考えられる。このとき制御断面で柱部材の十分な耐荷力と変形性能とを確保するためには、制御断面において補剛板パネル全体の座屈強度を高めるだけでなく、鋼板の塑性変形を利用して補剛板の限定された部分に塑性変形を発生させることによってエネルギー吸収を図り、耐荷力の上昇をできるだけ低減する方法が有効である。新設の鋼製橋脚を対象とする場合にも、既設の鋼製橋脚の補強の場合と同様に、損傷後に目視による点検が容易な地上部の鋼断面を制御断面とする耐震設計法は、将来の補修・補強にも有用であると考えられる[2.4]。

(2) 鋼材の塑性変形を利用する耐震構造の提案

図-2.24 には、本研究で提案する地上部の鋼断面を制御断面とする耐震設計法(CPZM: Controlled Plastic Zone Method)の概要を示す。CPZMでは、柱部材中程に他の断面よりも先行して塑性化させる鋼断面を制御断面とし、その断面の強度と変形性能とで、柱部材全体の耐荷力と変形性能とをコントロールする

ことを期待している。すなわち、制御断面には、特定の鋼部材を他の断面よりも先行させて塑性変形させることによって柱部材全体の变形性能を高めるとともに、アンカー部の耐荷力を超えないように耐荷力をコントロールできる構造を採用する必要がある。したがって、制御断面は、レベル1地震動に対しては損傷を受けず、強地震動に対しては塑性変形し、強地震によるエネルギーを吸収し、柱基部の損傷および柱部材の耐荷力の著しい低下を防止できるよう設計・設置する。鋼断面にのみ限定して、塑性変形を発生させる構造には、図-2.25 に示すものが考えられる。新設の鋼製橋脚への適用を対象とする場合には、構造物全体の損傷過程を明確にするため、同図 (c) および (d) に示すように、制御断面とする鋼断面には他の断面よりも低降伏点鋼や薄肉の鋼板の使用が考えられる。なお、同図 (f) に示す補強部材の端部にエンドギャップを設ける耐震構造[2.13]は、アンカー部が RC 方式で設計される阪神高速道路公団で採用されている縦補剛材を追加・補強する耐震補強方法であり、その有効性は第3章で詳しく検討している。同図 (e) に示すように、制御断面の上下に鋼ダイヤフラム構造を設置し、制御断面以外の断面にコンクリートを充填する方法[2.14, 2.15]の有効性は第4章で詳しく検討している。

このように、制御断面を地上部の鋼断面とし、鋼材の塑性変形を積極的に利用する耐震設計法 (CPZM) には、耐震設計で想定する地震力よりも大きな地震力が作用する場合においても、つぎのような利点が挙げられる。

- (1) その他の部位には損傷が発生しない。
- (2) 構造物全体の損傷過程を明確にすることができる。
- (3) 地震による損傷後にも制御断面の損傷の程度を把握することにより、構造物全体の健全度を評価することができる。

橋脚柱の耐荷力は、制御断面の耐荷力で決定されるため、制御断面以外の断面は、強度的に制御断面よりも若干強くなるように設計し、座屈が発生しないように講じればよく、補強計算に変形性能を考慮する必要はない。そのため、従来の断面構造をそのまま使用できる。鋼材は、土木構造物に使用される他の材料に比較して強度のばらつきが少ないため、鋼断面の耐荷力をコントロールすることは比較的容易であり設計コンセプトどおりの性能を確保することが容易である。さらに、制御断面を、柱部材の中間の地上部の鋼断面に限定すると、補強後の補剛板で損傷箇所および損傷過程を明確にする上でも、損傷後の補強性・補修性の観点からも、有効である。塗装の剥離および局部座屈変形により、損傷の程度が目視によりある程度判断できるため、損傷の発見が容易となる。

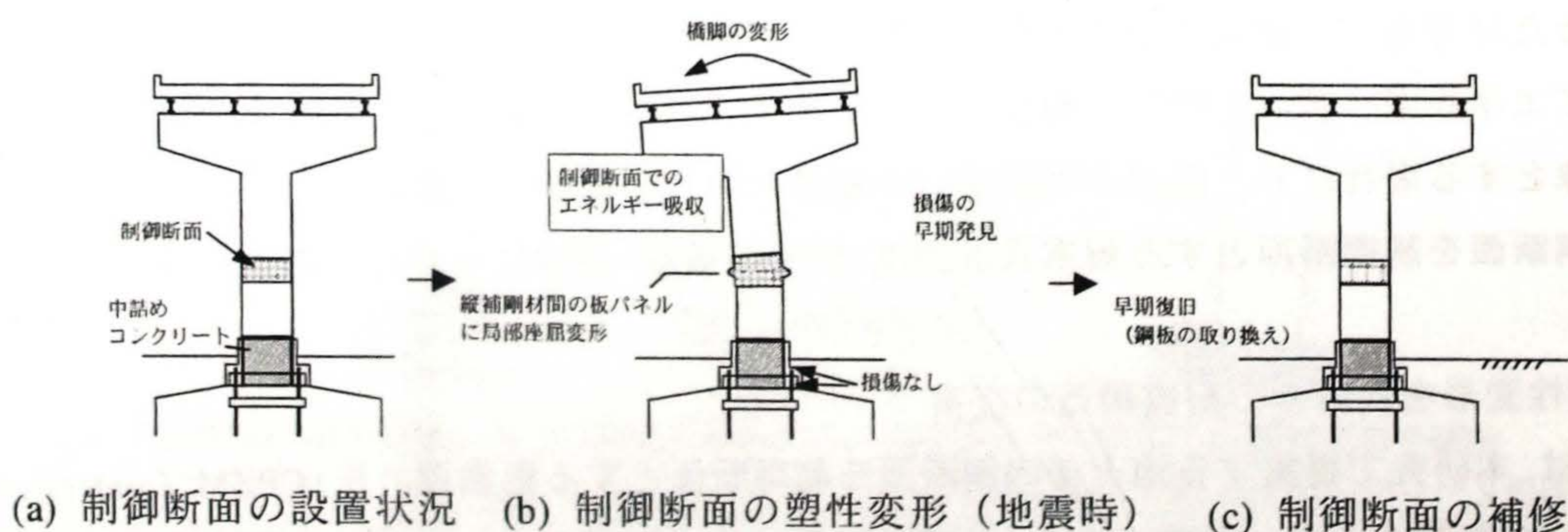


図-2.24 地上部の鋼断面を制御断面とする耐震設計法 (CPZM) の概要

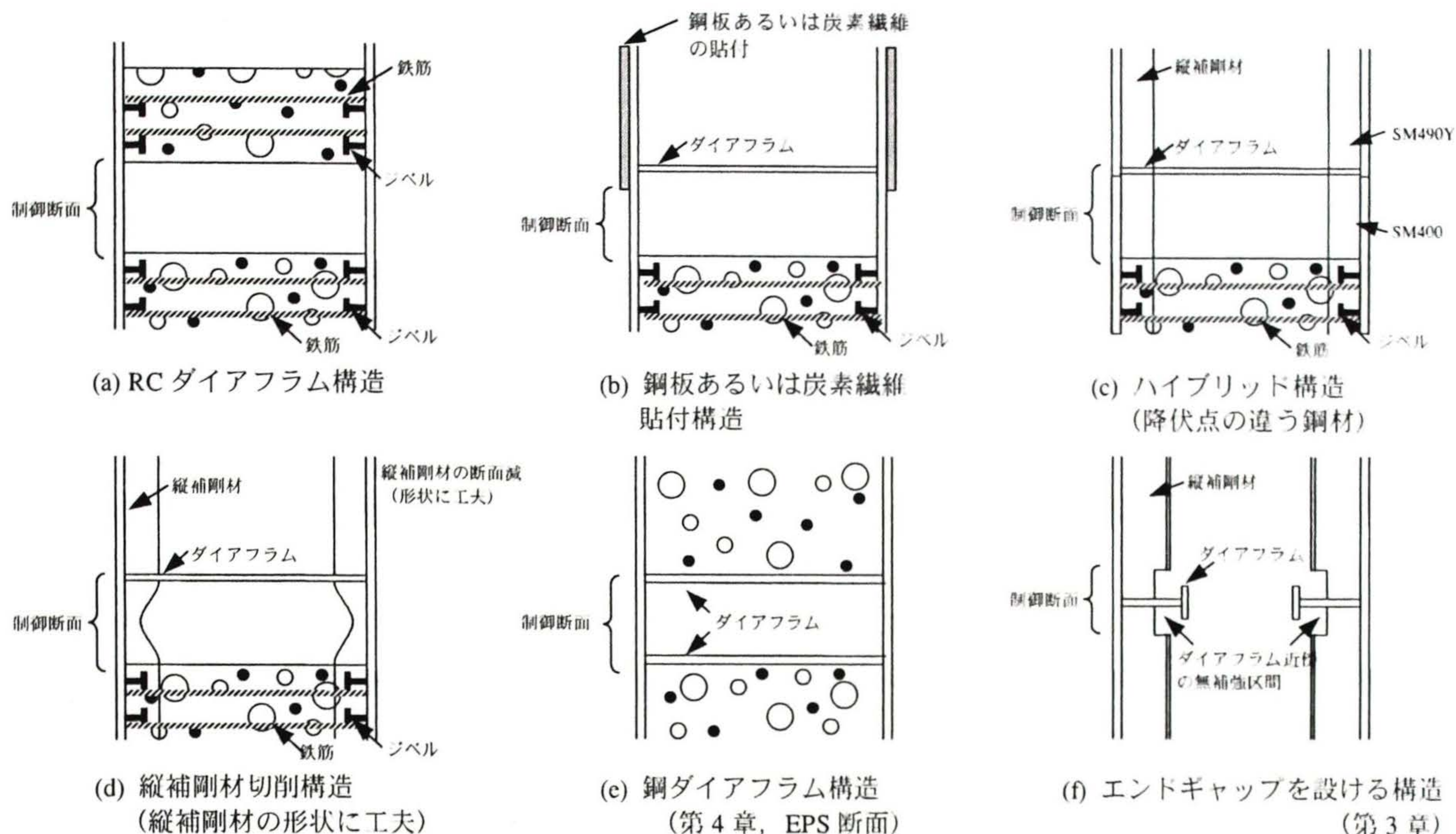


図-2.25 地上部の鋼断面を制御断面とする耐震設計法（CPZM）を実現するための構造の例

2.5 まとめ

本章では、既設の鋼製橋脚、既設の鋼製橋脚にコンクリート充填補強工法を適用した場合の補強効果と適用範囲、および座屈強度を高めるため座屈パラメータに関する制限値を満足する補剛板構造を有する新設の鋼製橋脚の耐震性能とを明らかにするため、漸増繰返し水平変位載荷実験を実施した。さらに、コンクリート充填補強の採用が適当でない場合に適用可能な耐震補強方法として、鋼板の塑性変形を利用した既設鋼製橋脚の耐震補強法（CPZM）の有用性と設計コンセプトについて考察した。

得られた主な結果をまとめると、以下のとおりである。

a. 既設の鋼製橋脚の耐震性能

既設の補剛板構造では、補剛板パネルが十分な耐荷力を発揮する以前に補剛板パネル全体の座屈変形が発生するため、レベル2地震動に対する安全性が確保されていないことを示した。

b. 新設の鋼製橋脚の耐震性能

- i) 補剛板パネルの座屈に対する耐荷力特性と変形性能とを高めることを目的として、補剛板パネルを構成する板パネルの幅厚比パラメータおよび縦補剛材剛比に着目して、座屈パラメータに関する制限値、すなわち、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータを0.4以下、補剛板パネルの幅厚比パラメータを0.4以下、および縦補剛材剛比と必要最小剛比との比を3以上という座屈パラメータに関する制限値を満足するような新設の鋼製橋脚は、既設の鋼製橋脚に比較して高い耐震性能を有していることを明らかにした。新設の補剛板構造では、既設の補剛板構造の場合に補剛材間隔全長に

渡って発生する補剛板パネル全体の座屈変形が、基部ダイアフラムに近い部分で発生し、その最大値も小さい座屈波形へと移行できることが確認できた。

- ii) 座屈パラメータに関する制限値を満足する補剛板パネルを有する柱部材の載荷実験により、局部座屈の発生を抑制できる有効性は確認できたが、最終的には柱基部で低サイクル疲労に伴う鋼板の割れも確認された。

c. コンクリートを充填した柱部材の耐力特性

- i) コンクリートを橋脚高さの 5 分の 1 まで充填する場合には、コンクリートを充填しない場合に見られた柱部材最下端で座屈損傷は発生しないが、コンクリート充填部の上部の鋼断面へとシフトして発生するため、依然として、変形性能の不足は解消されないことを明らかにした。
- ii) ダイアフラムで密閉したコンクリート充填部の上部の鋼断面に座屈損傷が発生しないような高さ、すなわち、コンクリートを橋脚高さの 3 分の 2 まで充填すると、耐力と変形性能とがともに改善される。塑性率は 10 以上となり、十分な変形性能を期待することができることを示した。
- iii) ダイアフラムによりコンクリートを密閉する場合には、鋼とコンクリートとの付着の程度あるいは違いが、本検討で採用したパターンの繰返し荷重が作用する場合の耐力性状に与える影響は小さいことを明らかにした。
- iv) 実験終了時には、コンクリートを橋脚高さの 3 分の 2 まで充填した全ての実験供試体で、柱部材下端の断面に鋼板の座屈損傷、および最下端の断面コーナー部で鋼板の割れが確認された。これは、コンクリートを充填することにより柱部材の剛性および耐力が上昇するためであり、コンクリート充填補強工法により既設の鋼製橋脚を補強する場合には、このような鋼板の割れの発生が想定されることを示した。

d. 鋼板の大きな塑性変形を利用する耐震設計コンセプト

既設の鋼製橋脚の耐震補強に際して、柱基部付近の損傷を確実に防止できるような耐震性向上方法を採用する必要があることを強調した。

地震による損傷後の補修性を考慮すると、レベル 1 地震動に対して損傷を受けず、レベル 2 地震動に対しては地震後の復旧に著しい支障をきたす定着部に損傷を発生させず、地上部の構造部位での損傷を限定された程度に留めることが重要となることを示した。

このためには、合成断面ではなく、柱部材の耐力を精度よく制御できる鋼断面で、柱部材の耐力を決定する必要があることを明確にした。これは、鋼材は強度のばらつきが少ないため、鋼断面の塑性変形ならびに耐力が精度良くコントロールでき、設計コンセプトどおりの性能を確保することが容易であるためであることを示した。さらに、制御断面を、橋脚基部ではなく柱部材の中間の地上部の鋼断面に限定すれば、塗装の剥離および局部座屈変形により、損傷の程度が目視によりある程度判断できることを示した。

参考文献

- 2.1 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領（案）・同施工マニュアル（案），1997.3.

- 2.2 首都高速道路公団：既設鋼橋脚の耐震性向上設計要領（暫定案），1995.8.
- 2.3 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2002.3.
- 2.4 松村政秀，北田俊行，陳 生金：塑性変形の発生箇所を限定した鋼製橋脚の耐震設計法について，第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp. 271-276，2000.12.
- 2.5 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編および II 鋼橋編，1990.2.
- 2.6 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1990.2.
- 2.7 中井 博，河井章好，吉川 紀，北田俊行，酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（上），橋梁と基礎，Vol. 16，No. 6，pp. 35-40，1982.6.
- 2.8 中井 博，河井章好，吉川 紀，北田俊行，酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（下），橋梁と基礎，Vol. 16，No. 7，pp. 43-49，1982.7.
- 2.9 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（総括編），共同研究報告書，第 219 号，1999.3.
- 2.10 中井 博，北田俊行，中西克佳：ハイブリッド実験システムを用いた鋼柱・合成柱の耐荷性，および耐震性に関する研究，大阪市立大学工学部紀要・震災特別号「阪神・淡路大震災の調査・報告」，pp. 131-148，1997.1.
- 2.11 北田俊行，中井 博，中西克佳，竹野晃司：中空合成箱形断面を有する鋼製柱の耐震性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 43A，土木学会，pp. 225-236，1997.3.
- 2.12 宇佐美勉，葛 漢彬，水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol. 39A，土木学会，pp. 249-262，1993.3.
- 2.13 Kitada, T., Nakai, H., Kagayama, T. and Matsumura, M.: A Seismic Retrofitting Method and Trial Design for Stiffened Plates in Existing Steel Bridge Piers, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol. 39, pp. 39-51, 1998.12.
- 2.14 Matsumura, M., Kitada, T. and Otoguro, Y.: Experimental Study on Seismic Retrofitting Method by Setting Energy Absorption Segment in Existing Bridge Piers, Proceedings of the 6th Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridge (JSSB-JK6), Tokyo, pp. 425-436, August, 2001.
- 2.15 Kitada, T., Matsumura, M. and Otoguro, Y.: Seismic Retrofitting Techniques Using An Energy Absorption Segment for Steel Bridge Piers, Engineering Structures, Vol. 25, pp. 621-635, 2003.

第 3 章 エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する圧縮補剛板の耐震補強効果に関する実験的研究

3.1 まえがき

レベル 1 地震動に対する耐震設計はなされているが、レベル 2 地震動に対応した耐震設計がなされていない既設の鋼製橋脚を対象として、基本的な耐震性補強法であるコンクリート充填補強工法を適用すると柱部材の耐力がアンカー部の耐力を上回る場合には、コンクリート充填補強工法に比べて、耐力の上昇が少ない縦補剛材を追加・補強する耐震補強工法が採用されている[3.1～3.3]。これは、補強・補修が困難となる橋脚基部での損傷を防止するためである。

基部定着部を杭方式で設計している首都高速道路公団[3.2]および名古屋高速道路公社[3.3]において採用されている縦補剛材を追加・補強する耐震補強工法では、既存の縦補剛材にフランジを追加し補強する方法が採用され、補強のために追加したフランジと横補剛材あるいはダイアフラムとを連結する構造が採用される。縦補剛材間の板パネルに対する相対剛度を向上できるように横補剛材を増設する方法も採用されている。必要に応じて、縦補剛材の横倒れ座屈を防止するために、横倒れ防止板も設置されることがある。これは、アンカー部が杭方式で設計されているが、終局時には RC 方式による設計で考慮されているコンクリートの支圧を考慮することによって、アンカー部には設計値をかなり上回る耐力が見込まれるためである[3.4]。すなわち、設計値に比べアンカー部の耐力を大きく評価できるため、補強により柱部材の強度上昇をある程度許容できると想定される。

一方、基部定着部を RC 方式で設計している阪神高速道路公団[3.1]では、既存の縦補剛材にフランジを追加するとともに、既存の縦補剛材間の板パネルに寸法の小さな縦補剛材を増設する方法が採用されている。このとき、補強のために追加する部材は、横補剛材と連続しない区間が設けられる。以下では、この不連続区間をエンドギャップという。これは、文献 3.5, 3.6 で明らかにされているように、RC 方式で設計された定着部の終局曲げモーメントは、設計値で比較的精度良く算定されているため、補強に伴う耐力の上昇をできるだけ低減することを期待するためである。

本章では、変形性能が不足するがコンクリート充填工法が適用できないような既設の鋼製橋脚の柱部材を対象とした耐震補強法の 1 つである、エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する耐震補強法の有用性を実験的に検証している。まず、エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する耐震補強法の概要を述べ、補強された補剛板構造の基本的な耐力性状を調べるために純圧縮力載荷実験を実施している[3.7]。

次に、既設の鋼製橋脚を想定した柱部材にエンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する耐震補強法を適用する場合を対象として、地震荷重に代表される繰返し水平荷重が作用する場合の補強効果を調べるために漸増繰返し水平変位載荷実験を実施している[3.8]。上部構造の死荷重に相当する軸方向圧縮力の違いが、補強効果に及ぼす影響についても検討している。さらに、地震荷重を受ける場合の安全性を検討するため、ハイブリッド地震応答実験を実施している[3.9]。

以上の実験から、エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する耐震補強法による補強効果について考察・評価している。実橋脚の補剛板を対象として、既存の縦補剛材に補強部材を接合する高力ボ

ルトの適切なボルト間隔について、弾塑性有限変位解析を行い検討している[3.10]。なお、このエンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する耐震補強工法は、第2章で述べた鋼板の塑性変形を利用する耐震性向上法（CPZM）の1つであり、阪神高速道路公団と共同で開発した補強方法である。

3.2 エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する圧縮補剛板の補強法の概要

(1) 補強方法の概要

エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する補強方法では、図-3.1 に示すように、発生する座屈モードを補剛板パネル全体の座屈モードから縦補剛材位置を節とする板パネルの座屈モードへと改善する。このためには、既設の縦補剛材を補強することによって十分な剛比を有する縦補剛材へと改善することが必要である。さらに、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータを改善することによって、補剛板パネルの耐荷力の急激な低下を防止し、補剛板パネル全体の变形性能の改善を図る方法である。

既存の縦補剛材の先端に、縦補剛材の剛比の改善と縦補剛材の横倒れ座屈の防止を目的として、フランジ（以下、補強フランジという）を高力ボルトにより接合し、増設する。縦補剛材間の板パネルの幅厚比も大きい場合には、既存の縦補剛材間の板パネルの座屈強度を向上させるため、既存の縦補剛材間の中央に寸法の小さい縦補剛材（以下、増設縦補剛材という）を増設する。さらに、補強フランジおよび増設縦補剛材の両端部は、縦補剛材板厚の3.3倍程度[3.7]の区間長のエンドギャップを設け、既存の横補剛材あるいはダイアフラムとは連続させない。レベル2地震動に対しては、このエンドギャップを最初に塑性変形させることによって、補強に伴う柱部材の耐荷力の著しい上昇を低減し変形性能のみを向上できることを期待している。

鋼製橋脚の補剛板パネルの座屈に対する補強には、箱断面内側から施工可能な補強対策を採用することが空間的な制約あるいは美観上の観点から望ましい。また、設計条件等の制約で、著しい重量の増加を伴う補強工法や、寸法の大きい補強部材の搬入が必要であったり供用下での施工が困難な補強方法は適用し難い。したがって、箱断面内側から施工が可能で、かつ小片の部材を使用する縦補剛材を追加・補強する耐震補強方法が有効であると考えられる。また、各補強部材の両端部にエンドギャップを設けると、補強部材の既存の補剛板構造への取り付け作業等の補強工事の施工を容易にする上でも、有利であると考えられる。

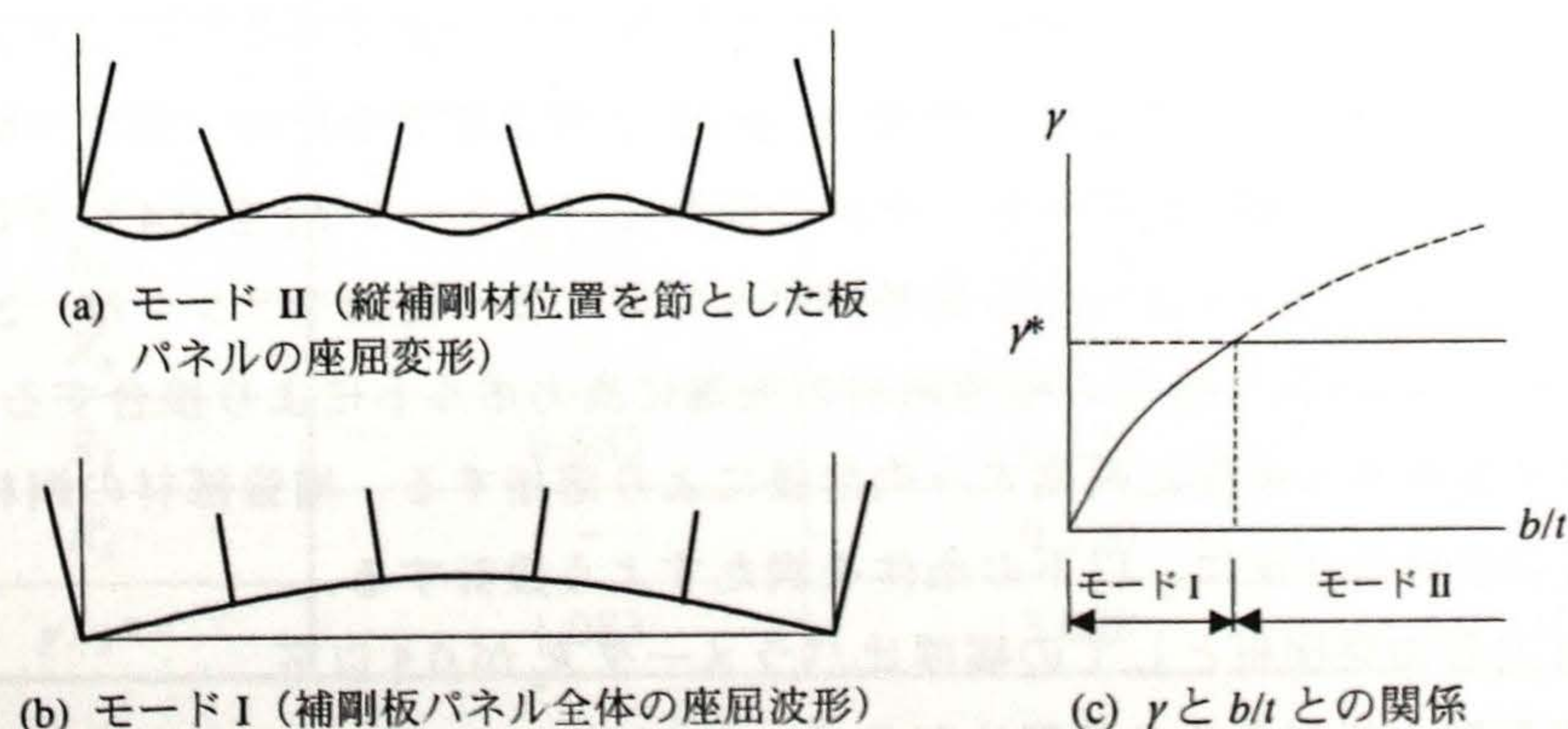


図-3.1 座屈モードと縦補剛材剛比 γ との関係 [3.11]

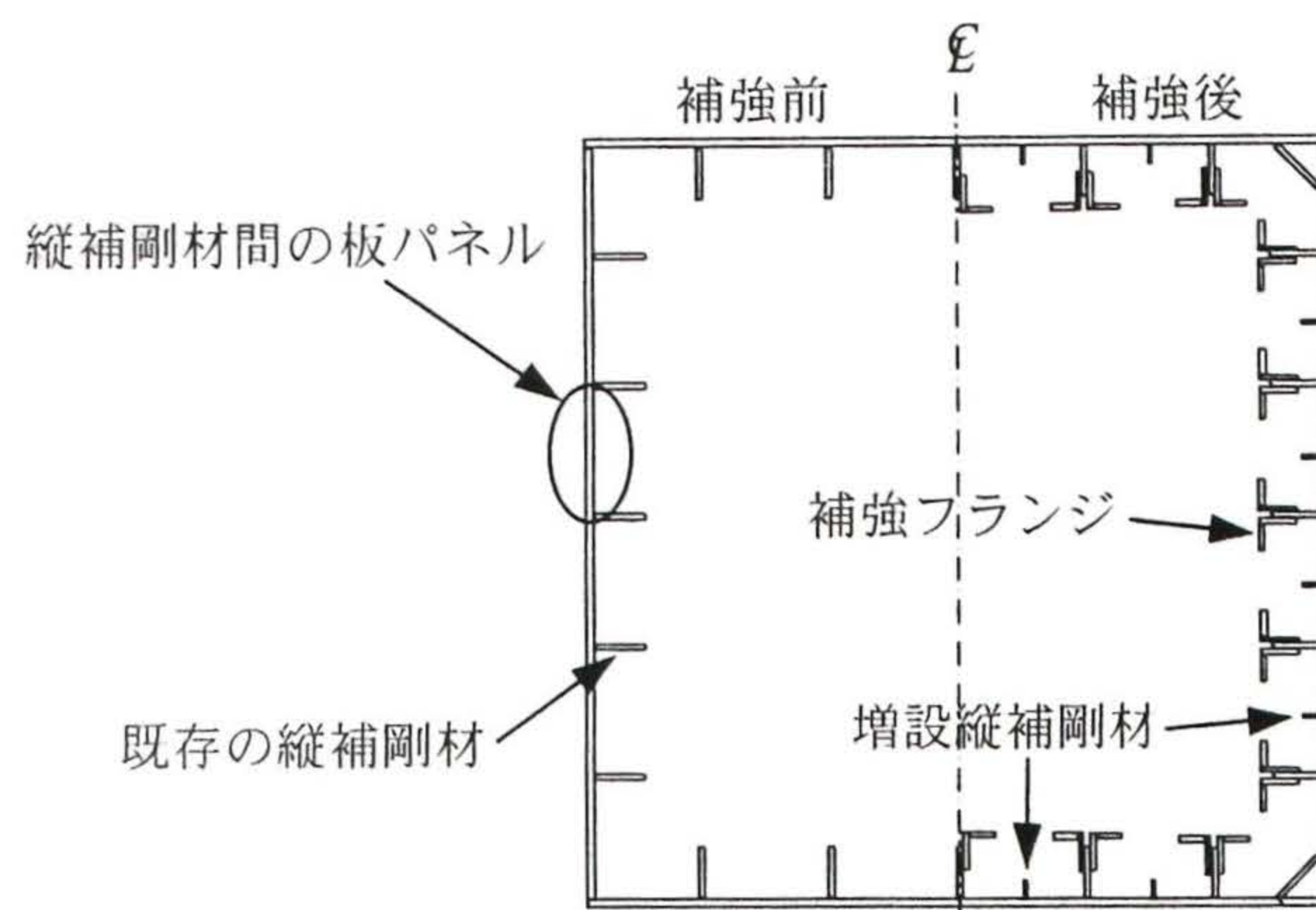
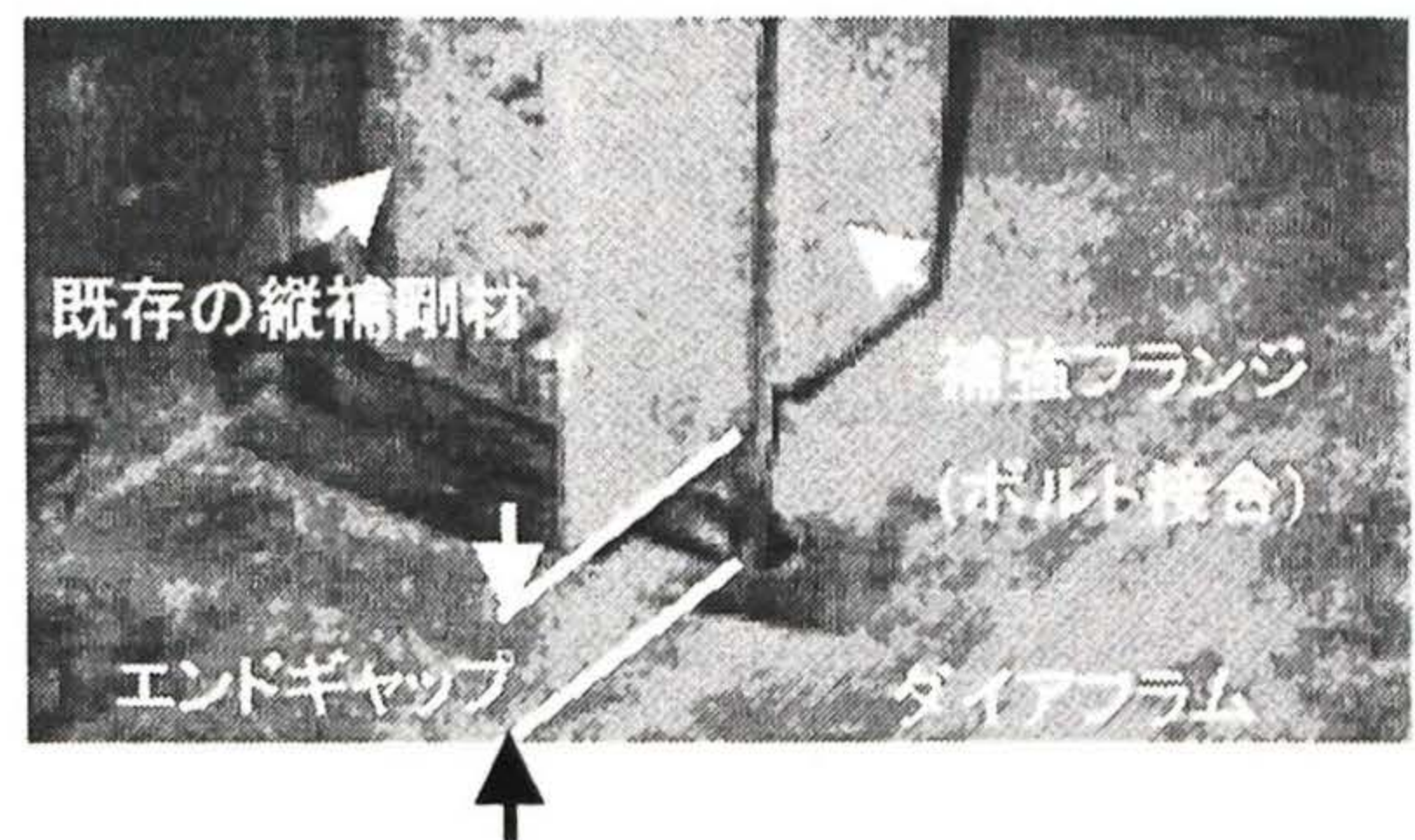


図-3.2 補強後の橋脚断面の一例



(a) 補強フランジおよび増設縦補剛材



(b) 補強フランジ端部のエンドギャップ

図-3.3 補剛板パネルへの補強部材の設置状況（実橋脚への適用例）

(2) 補強設計[3.1]

レベル 2 地震動に対する耐震性を確保できるように，すなわち所定の変形性能を得るために座屈の発生を防止するという観点から，第 2 章で述べた座屈パラメータに関する制限値を目標値として，補強後の補剛板パネルの座屈パラメータを改善する．そこで，図-3.2 および図-3.3 に示すように，縦補剛材の幅厚比パラメータ R_s を 0.5 以下，縦補剛材剛比 γ/γ^* を 3 以上にするため，既存の縦補剛材の先端には補強フランジを増設する．縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R を 0.4 以下にするため，既存の縦補剛材間の板パネルに寸法の小さな増設縦補剛材を増設する．補強フランジは，2 つの山型鋼を既存の縦補剛材の両側から取り付け，既存の縦補剛材の先端に高力ボルトにより接合する．増設縦補剛材は，既存の縦補剛材間の板パネル中央に両側すみ肉溶接により溶接する．補強部材の鋼材は，母材の鋼材と同等である．両補強部材の寸法は，以下の条件を満たすよう設計する．

1. 増設縦補剛材の自由突出板としての幅厚比パラメータ R'_s が 0.5 以下
2. 既設の縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R'_R が 0.4 以下
3. 補強後の縦補剛材の剛比 γ/γ^* が 3.0 以上

4. 補強後の補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R'_F が 0.4 以下
5. 補強後の縦補剛材の幅厚比パラメータ R_S が 0.5 以下

図-3.4 および表-3.1 には、後述する実験供試体 TEO-1 のフランジプレートを対象として、エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する耐震補強方法を適用した補強後の断面、および補強前後の断面諸元を示す。

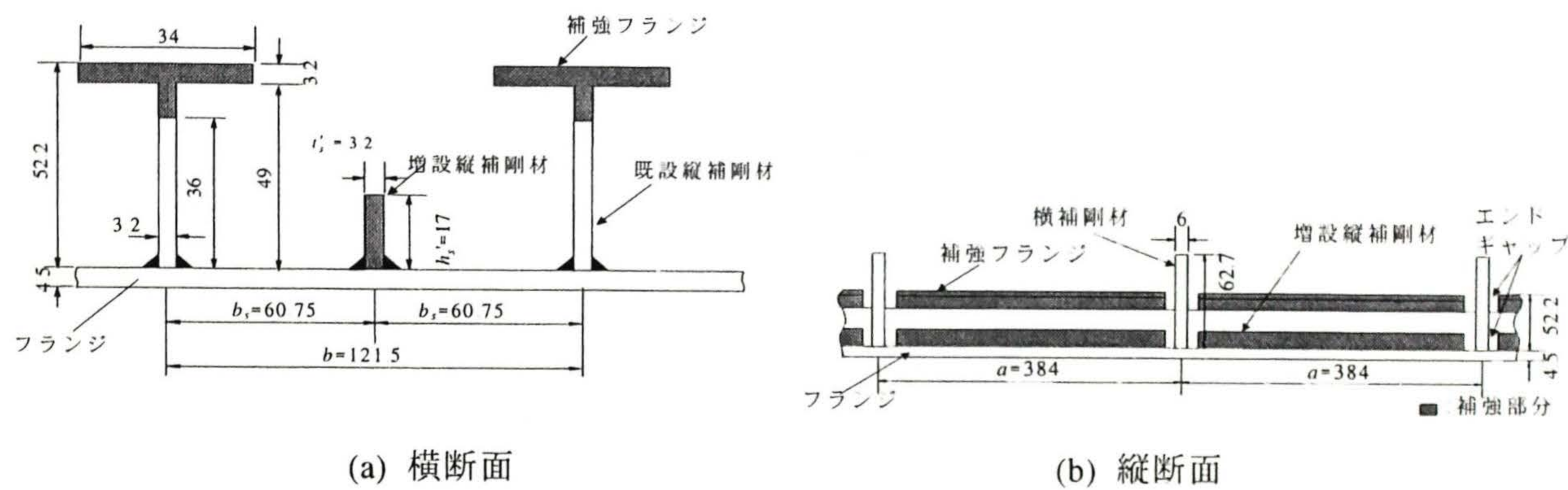


図-3.4 増設縦補剛材および補強フランジ（寸法単位：mm）

表-3.1 補強前後の断面諸元（実験供試体 TEO-1 および TER-2）

(a) 降伏点および断面定数

項目	補強前（TEO-1）	補強後（TER-2）
降伏点 (N/mm ²)	289.1 (SM400)	
断面二次モーメント (cm ⁴)	17,018	22,135
断面係数 (cm ³)	1,084	1,410
断面積 (cm ²)	100.5	113.9

(b) 幅厚比パラメータおよび補剛材の剛比

パラメータ	補強前（TEO-1）	補強後（TER-2）	制限値
R_F	0.512	0.226	0.4, 式(2.1)
R'_F	—	0.391	
R_R	0.532	0.391	0.4, 式(2.2)
R'_R	—	0.269	
R_S	0.685	0.224	0.5, 式(2.3)
R'_S	—	0.320	
γ/γ^*	1.083	3.098	3.0, 式(2.8)

3.3 純圧縮力載荷実験による補強効果の検討

3.3.1 載荷方法および実験供試体

純圧縮力載荷実験では、図-3.5 に示す 6,000 kN 油圧ジャッキを用いた。実験供試体には耐荷力の低下が認められるまで軸方向荷重を漸増させた。この実験では、ジャッキの中心軸、すなわち荷重載荷板の中央点の実験供試体のエンドプレートの中心点に位置するように実験供試体を設置するとともに、荷重載荷板と実験供試体の上部エンドプレートとの間には実験供試体の断面に軸方向圧縮力が均等に作用するように厚さ 127 mm の上部耐圧板を挿入した。また、上下のエンドプレートの外面は、可能な限り平行な面になるようにフェイシングマシーンで機械切削した。載荷台の内部には、実験中にそれ自体が座屈しないようにコンクリートを充填した。

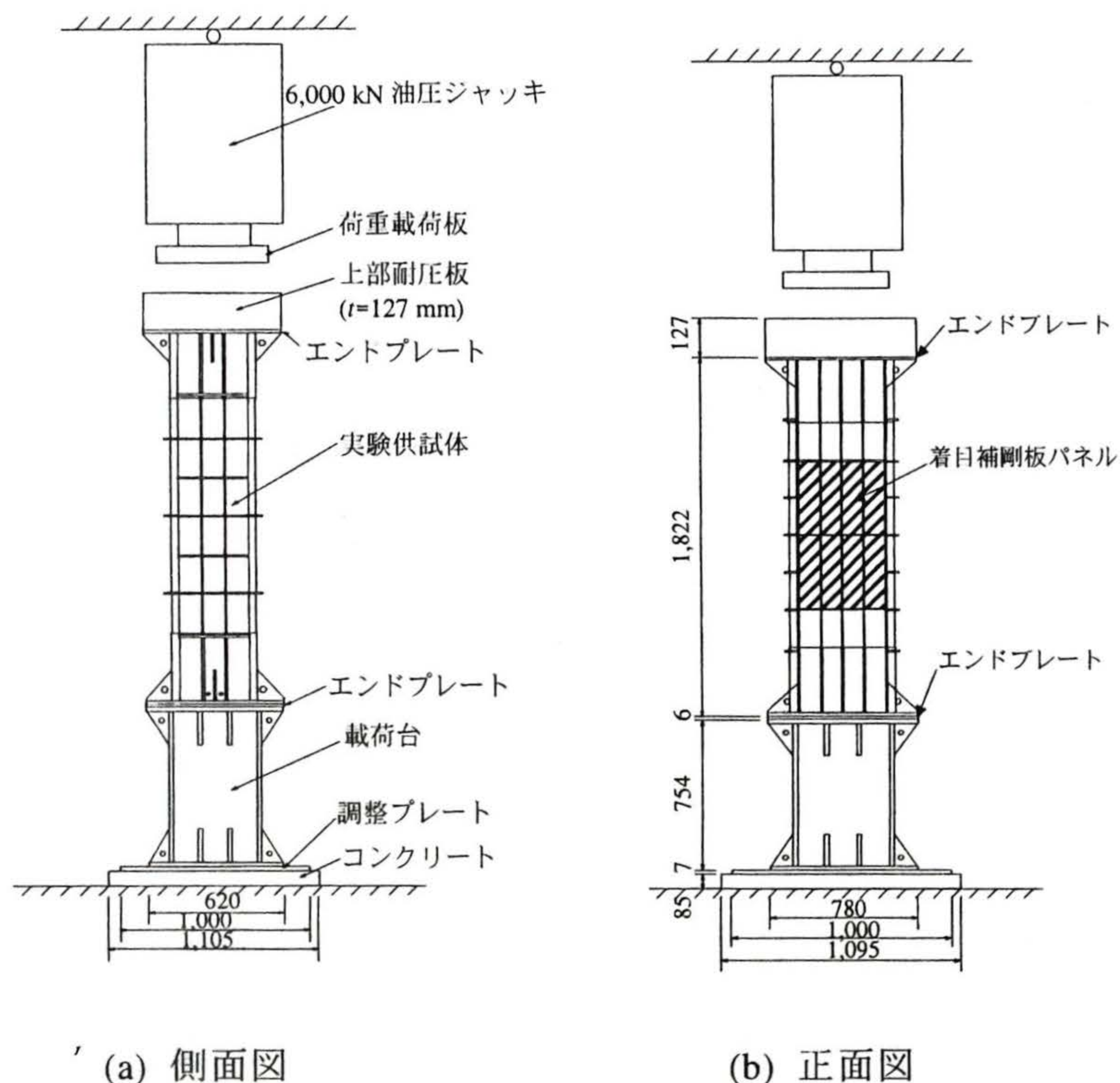


図-3.5 純圧縮力載荷実験の載荷方法（寸法単位:mm）

図-3.6 および図-3.7 には、純圧縮力載荷実験に用いた実験供試体の概要を示す。着目するフランジプレートは板厚 3.2 mm の 3 本の縦補剛材を配置した板厚 4.5 mm、幅 480 mm の補剛板パネルであり、その他の鋼板の板厚は 6 mm とした。ここで、補強前の既存の補剛板パネルに相当する TEO-1 の断面積は $A_{TEO-1}=100.5 \text{ cm}^2$ 、補強後の TER-2 の断面積は $A_{TER-2}=113.9 \text{ cm}^2$ であり、補強前後の断面積比 A_{TER-2}/A_{TEO-1} は 1.13 である。エンドギャップの区間長は、縦補剛材の板厚の約 3.3 倍（=14 mm）に設定した。また、座屈パラメータに関する制限値を満足する補剛板構造を有する新設の柱部材を想定した実験供試体 TNO-3 も製作した。なお、ウェブプレートの座屈変形がフランジプレートの耐荷力特性に影響を及ぼさ

ないように、ウェブプレートの座屈に関するパラメータはフランジプレートの値よりも小さく設定した。
各実験供試体のウェブプレートの補剛板パネルの形状は、各実験供試体で同寸法とした。

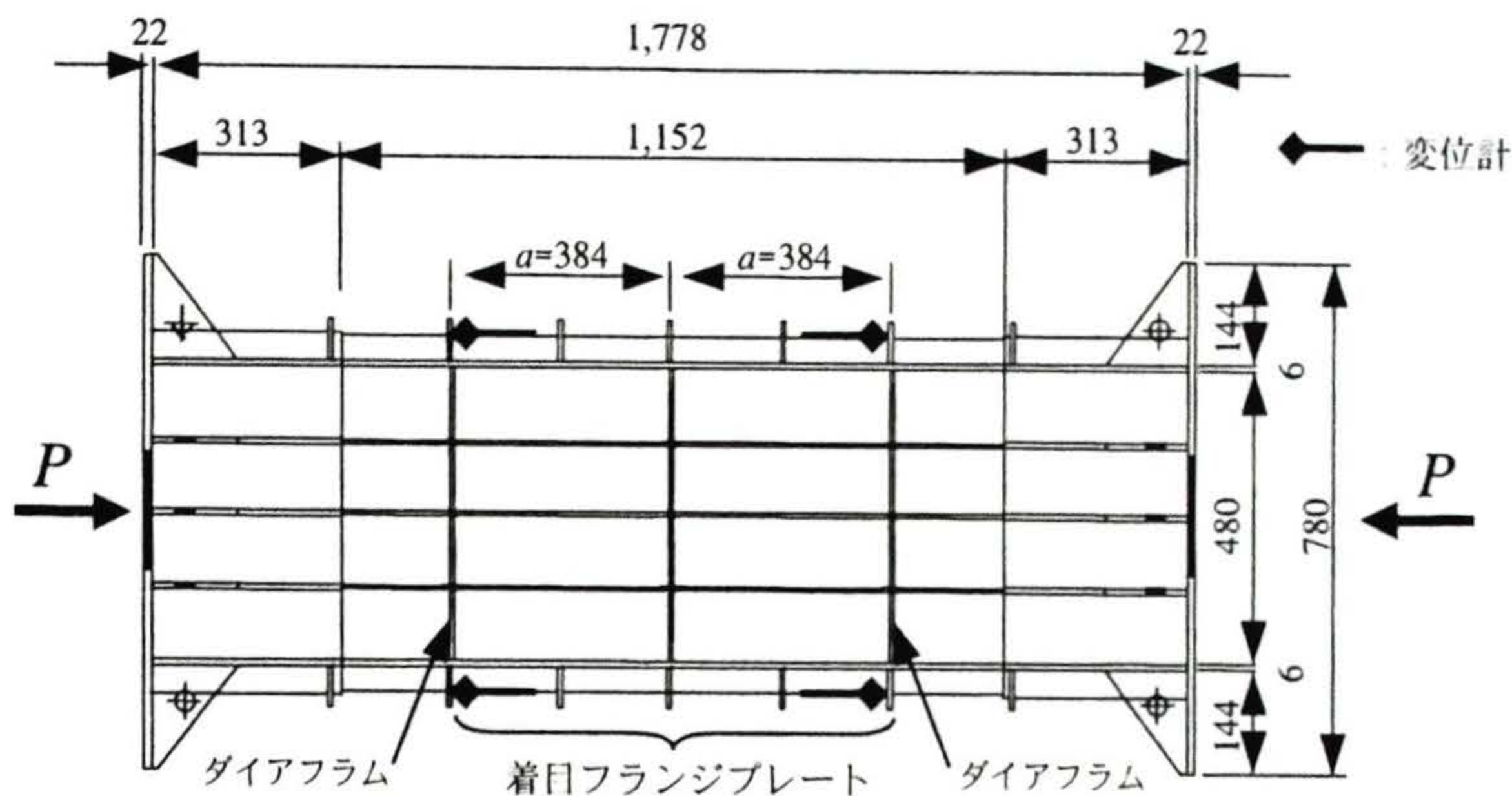


図-3.6 実験供試体 TEO-1 および TNO-3 の側面図（寸法単位：mm）

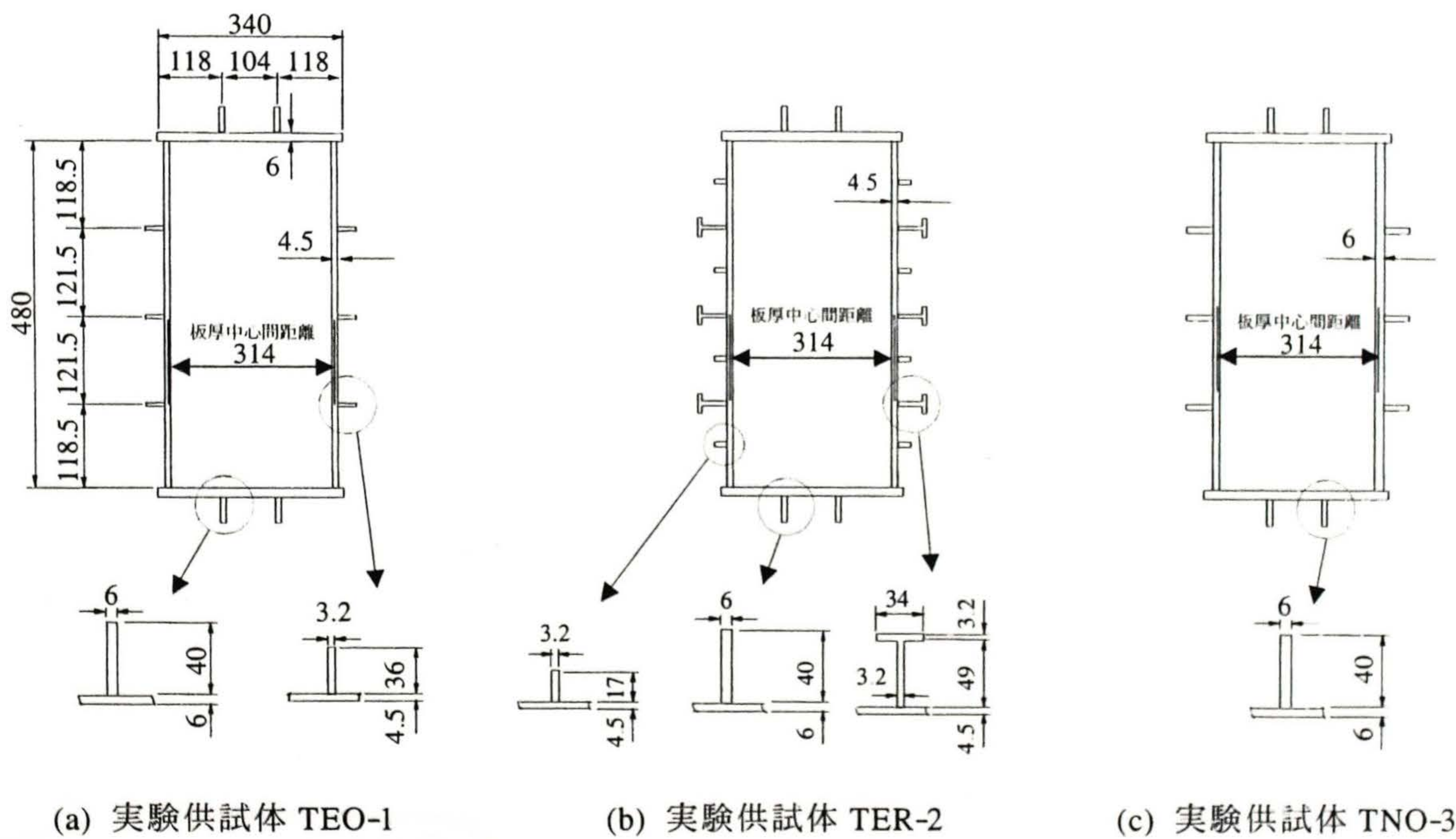


図-3.7 実験供試体の断面図（寸法単位：mm）

表-3.2 実験供試体の内訳，使用鋼板の機械的性質，および座屈パラメータ

実験供試体名	R_R	R_F	R_S	γ/γ^*	σ_Y	E_s	μ_s	σ_{tu}	備考
TEO-1	0.532	0.512	0.685	1.083	287.1	2.07	0.265	427.3	“既設”，純圧縮
TER-2	0.391	0.226	0.224	3.098	287.1	2.07	0.265	427.3	“補強”，純圧縮
TNO-3	0.397	0.387	0.403	1.062	287.1	2.07	0.265	427.3	“新設”，純圧縮
ウェブプレート	0.345	0.360	0.405	0.913	287.1	2.07	0.265	427.3	TEO-1, TER-2 および TNO-3

注： σ_Y および σ_{tu} の単位は N/mm^2 ， E_s の単位は $10^5 N/mm^2$ である。

表-3.2 には、各実験供試体の主な座屈パラメータおよび使用鋼材の機械的性質とをまとめた。実験供試体 TER-2 の主な座屈パラメータは補強後の算定値である。なお、載荷実験では、縮小模型を使用しているが、実際の寸法の補剛板パネルを対象とする場合の高力ボルト接合による補強フランジの設置方法をそのまま縮小して再現できないので、補強後断面を想定した実験供試体 TER-2 では、補強フランジを設置した既存の縦補剛材を、溶接接合により形成した T 字形の形状としている。また、塑性後の大きいひずみを計測できるように、塑性ひずみゲージを使用した。

3.3.2 実験結果

(1) 軸方向荷重－軸方向縮み曲線

図-3.8 には、3 体の各実験供試体の着目するフランジプレートダイアフラム間の 4 隅鉛直方向に設置した変位計より求めた軸方向圧縮荷重－軸方向縮み曲線を比較して示す。 P_Y は $\sigma_Y A_{TEO-1}$ であり、 $\bar{\varepsilon}$ は平均圧縮ひずみ ($=u/2a$, u : 着目フランジプレートの平均縮み量, a : 横補剛材間隔) である。表-3.3 には主な実験結果をまとめた。

図-3.8 および表-3.3 によると、実験供試体 TEO-1 の終局強度は $P_u/P_Y=1.05$ で終局平均ひずみは $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_Y=2.58$ となった。また、座屈パラメータに関する制限値を満足する断面を有する実験供試体 TNO-3 は、 $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_Y=3.80$ をとるが、無次元化して得られる最大強度および変形性能は、TEO-1 と比較して、著しく改善されるという結果が得られなかった。いずれも、鋼材のひずみ硬化の影響によって、供試体の製作に使用した鋼板の 1 軸引張試験結果から得られる降伏点の約 5~6 % の最大荷重の上昇が見られた。一方、補強を実施した実験供試体 TER-2 は、実験供試体 TEO-1 と比較すれば、最大荷重が約 10 % 上昇し $P/P_Y=1.15$ となり、変形性能は $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_Y=6.45$ へと改善される良好な結果が得られた。実験供試体 TEO-1 および TER-2 の断面積の比 $A_{TER-2}/A_{TEO-1}=1.13$ と同程度の強度上昇が認められた。

ここで、各実験供試体の $P/P_Y < 0.4$ において圧縮剛性を比較すると、いずれも理論値とほぼ等しい値となった。なお、実験供試体 TER-2 の理論圧縮剛性は、補強部材の断面積を全て有効として算出した値であり、エンドギャップを設置する場合にも、補強部材は有効に機能していることが確認できた。

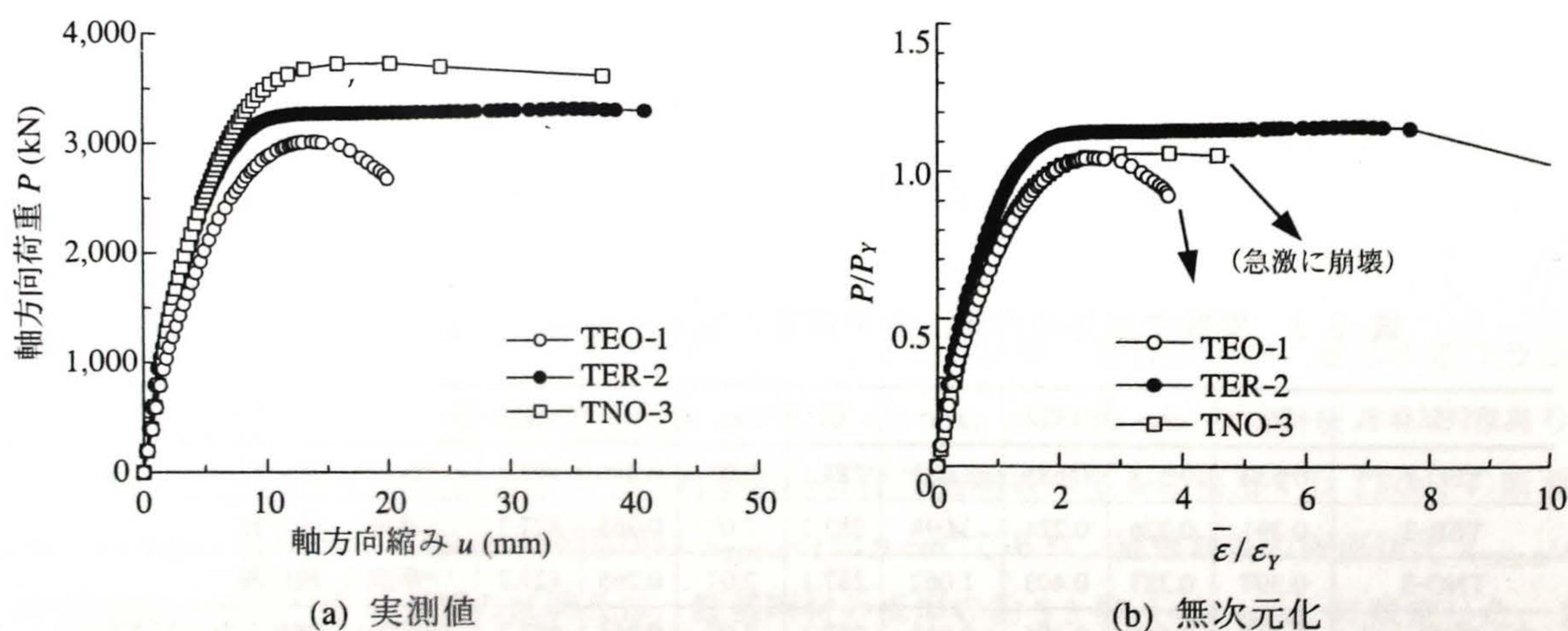


図-3.8 軸方向圧縮荷重－軸方向縮み曲線（純圧縮耐荷力実験）

表-3.3 純圧縮耐荷力実験の主な結果

実験供試体名	P_u (kN)	u_u (mm)	P_u / P_Y	$\bar{\epsilon}_u / \epsilon_Y$	EA / L ($\times 10^4$ N/mm)
TEO-1	3,016	13.7	1.05	2.58	5.75 (5.54)
TER-2	3,317	34.3	1.15	6.45	6.31 (6.27)
TNO-3	3,731	20.2	1.06	3.80	6.96 (6.74)

注：カッコ内の数値は理論圧縮剛性を示す。

(2) 平均圧縮応力度－軸方向ひずみ曲線（実験供試体 TER-2）

図-3.9 には、平均圧縮応力度－軸方向ひずみ曲線を示す。軸方向ひずみは、T 字形の補強フランジの先端あるいは縦補剛材の先端および、それらの付け根位置に貼付した 1 軸のひずみゲージにより計測されたひずみであり、貼り付け位置も同図に示している。

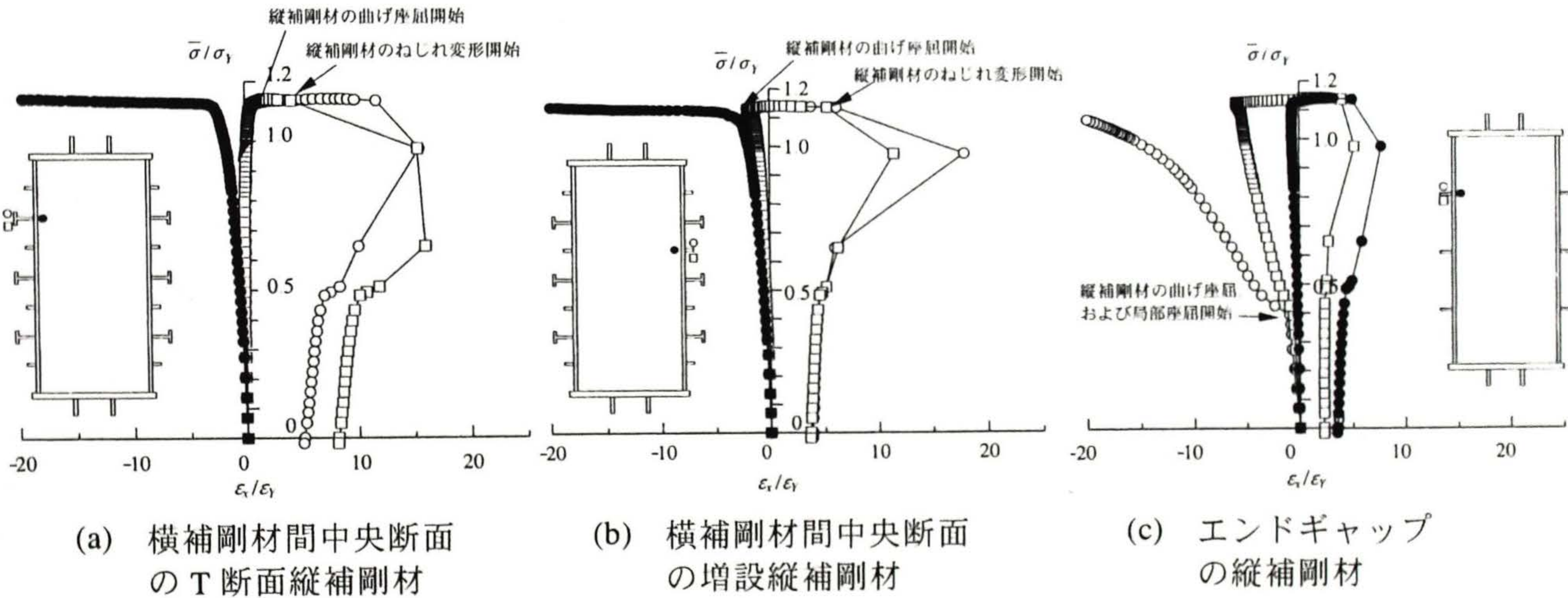


図-3.9 平均圧縮応力度－軸方向ひずみ曲線（実験供試体 TER-2）

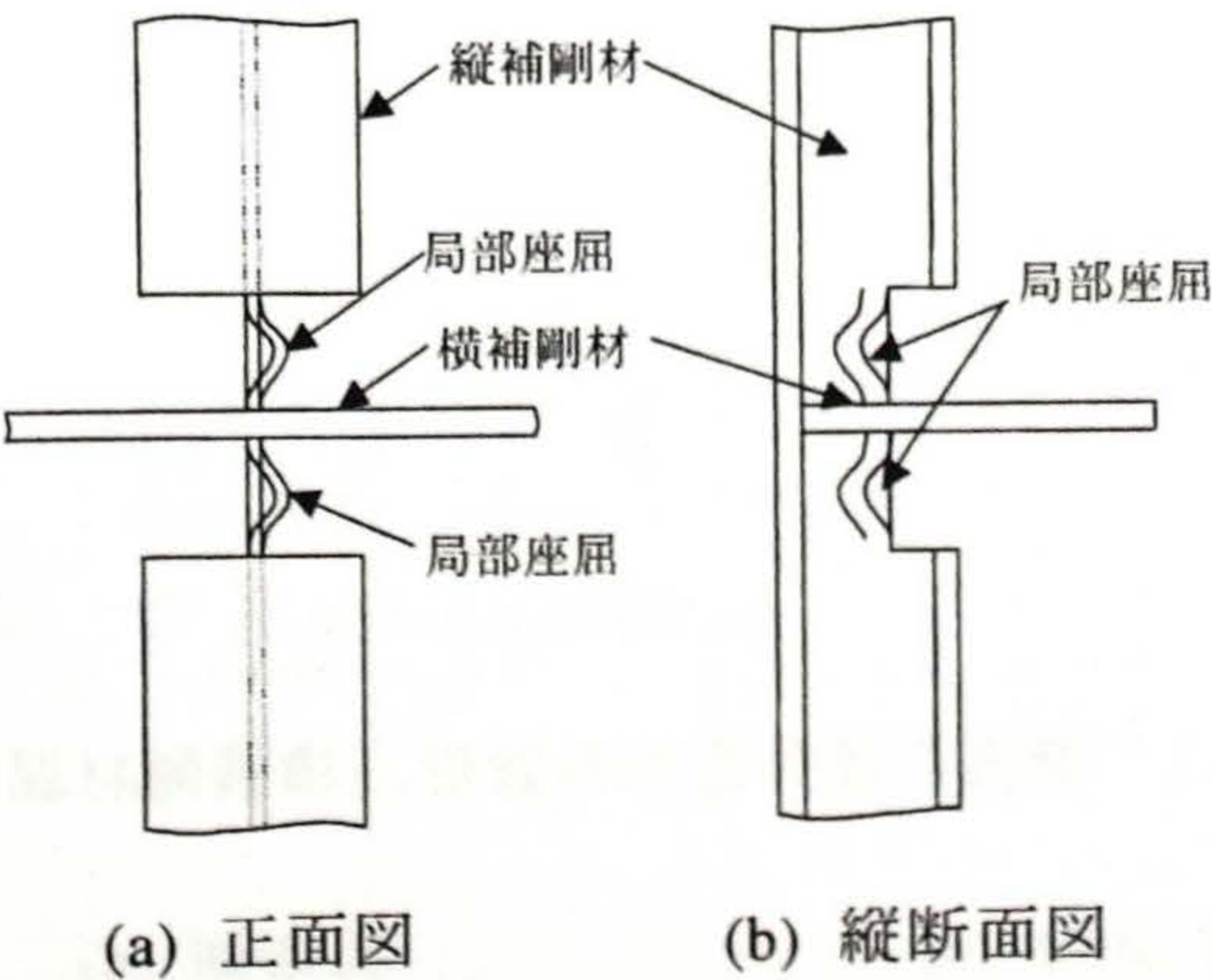


図-3.10 エンドギャップの縦補剛材の変形のスケッチ（実験供試体 TER-2）

図-3.9(a) によると、 $\bar{\sigma} / \sigma_Y = 0.70$ 付近で、補剛板パネル全体の局部座屈が発生し、その後、 $\epsilon_x / \epsilon_Y = 5$ 付

近で縦補剛材の先端の表裏のひずみ差（引張ひずみ）が顕著に現れ、縦補剛材がねじり変形を起こし始めたことがわかる。同図(b)によると、 $\bar{\sigma}/\sigma_Y = 1.10$ 付近で増設縦補剛材の曲げ座屈が発生している。また、 $\varepsilon_x/\varepsilon_Y = 7$ 付近から縦補剛材の先端の表裏のひずみ差が増えており、縦補剛材にねじり変形が発生したことがわかる。同図(c)によると、 $\bar{\sigma}/\sigma_Y = 0.4$ 付近でエンドギャップの縦補剛材には局部座屈が発生している。以上の現象によって、この縦補剛材は、図-3.10 に示すように、エンドギャップ部周辺で腰折れ的な変形を起こしているものと考えられる。なお、エンドギャップの縦補剛材に顕著な変形が認められるとき、エンドギャップで計測された最大作用軸方向ひずみは、降伏ひずみ ε_Y の 20 倍程度であった。

(3) 補剛板パネルの座屈変形モード

図-3.11 には、各実験供試体のフランジプレート横補剛材間中央断面における面外たわみ波形を、代表的な平均圧縮ひずみ $\bar{\varepsilon}$ ごとに示す。

実験供試体 TEO-1 では、 $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_Y = 2.2 \sim 2.6$ のあたりから、補剛板パネル全体の座屈変形が顕著に発生し、補剛板パネル全体の耐荷力の低下および変形性能の不足につながることが確認できる。実験供試体 TER-2 では、 $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_Y = 3.2$ 付近から既設縦補剛材間の板パネルに局部座屈が発生している。同様な平均圧縮ひずみの値で実験供試体 TEO-1 と TER-2 との結果を比較すると、発生する座屈モードは補剛板パネル全体のたわみ波形から縦補剛材を節とした板パネルのたわみ波形へと改善でき、補剛板パネル全体のたわみ量を抑制できることが明らかになった。さらに、エンドギャップの縦補剛材には、 $P/P_Y = 0.4$ 付近で、図-3.10 に示すような曲げ座屈が発生するが、T 字形の補強フランジ先端には、補剛板パネル表面より作用ひずみは小さく、図-3.9 に示すように、エンドギャップ部分のみが先行して塑性変形することが明らかとなった。

実験供試体 TNO-3 では、実験供試体 TEO-1 と同様に、補剛板パネル全体の座屈が徐々に進行し、 $\bar{\varepsilon}/\varepsilon_Y$ が 3 を超えると、急激に補剛板パネル全体の座屈が顕著に現れる。 R_R が 0.4 と小さいために、縦剛材間の板パネルの局部座屈は、全断面が降伏に至る $P/P_Y = 1.0$ 付近から発生している。

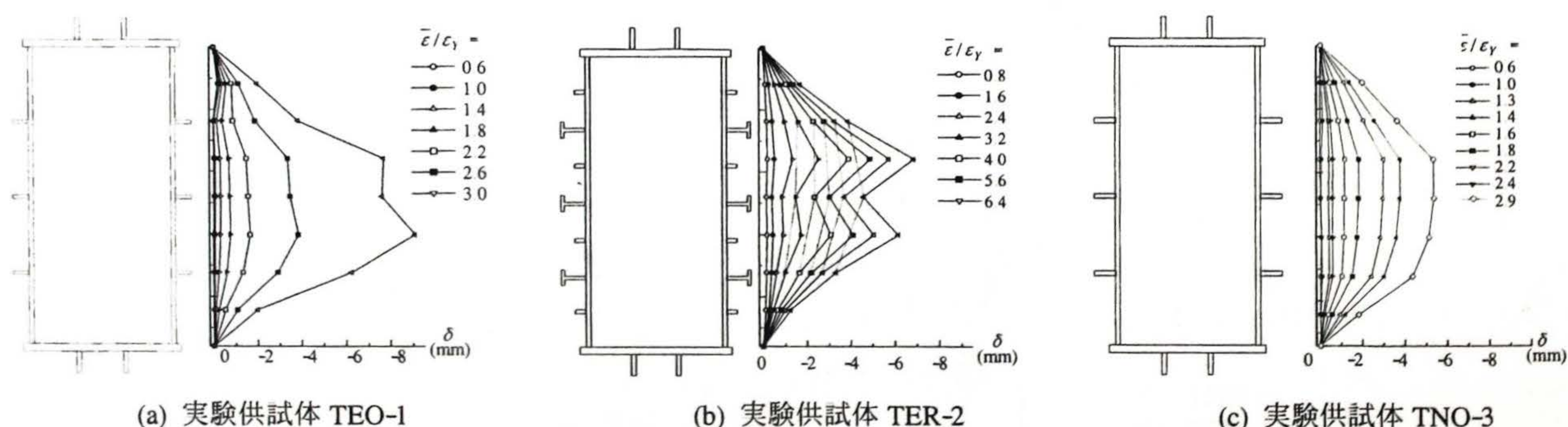


図-3.11 断面の面外たわみ波形（横補剛材間中央断面）

3.4 漸増繰返し水平変位載荷実験による既設鋼製橋脚の耐震性向上に関する検討

地震荷重に代表される繰返し荷重が作用する場合に、エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強

する補強方法によって、既設の鋼製橋脚の補剛板パネルを補強する場合の補強効果について検討するため、以下に示す漸増繰返し水平変位載荷実験を実施した。

3. 4. 1 実験供試体

漸増繰返し水平変位載荷実験には、表-3.4 に示す 10 体の実験供試体を用いた。図-3.12 および図-3.13 には供試体の概要を示す。なお、供試体 CEO-1, CNO-6, および CCO-1 は、すでに第 2 章で述べた実験供試体である。ここで、実験供試体 MER-2 は単調漸増載荷であり、H で始まる 3 体の供試体はハイブリッド地震応答実験に用いた実験供試体である。

実験供試体 HER-1R は、供試体 HER-1 と同一供試体であり、HER-1 の実験終了後に引き続き載荷を実施した。また、上部構造物の死荷重を想定し、補強前の鋼断面の全塑性軸方向圧縮力 $N_{PS} (=A \times \sigma_Y)$ の 11 % に相当する軸方向圧縮力 N を載荷した。軸方向圧縮力の違いが補強効果に及ぼす影響を検討するため、実験供試体 CER-4 は $N/N_{PS}=0.18$, CER-5 は $N/N_{PS}=0.30$ とした。

表-3. 4 実験供試体の内訳とそれらの名称

既設	既存の橋脚柱を想定した片持ち梁－柱供試体 CEO-1 (0.11)
既設 + 補強	縦補剛材を追加・補強する補強方法により補強した既存橋脚柱を想定した片持ち梁－柱供試体 *MER-2 (0.11), CER-3 (0.11), CER-4 (0.18), **CER-5 (0.30), HER-1 (0.11), HER-2 (0.11), および***HER-1R (0.11)
新設	座屈パラメータに関する制限値を満足した補剛板構造からなる新設の橋脚柱を想定した片持ち梁－柱供試体 CNO-6 (0.11)
コンクリート充填	コンクリート充填補強方法により補強した既存橋脚柱を想定した片持ち梁－柱供試体 CCO-1 (0.11)

注：カッコ内の数値は N/N_{PS} の値、*は単調漸増載荷、**はラーメン橋脚の柱部材を想定したこと、そして***は実験供試体 HER-1 の実験終了後に引き続きハイブリッド地震応答実験を実施したことを、それぞれ意味する。

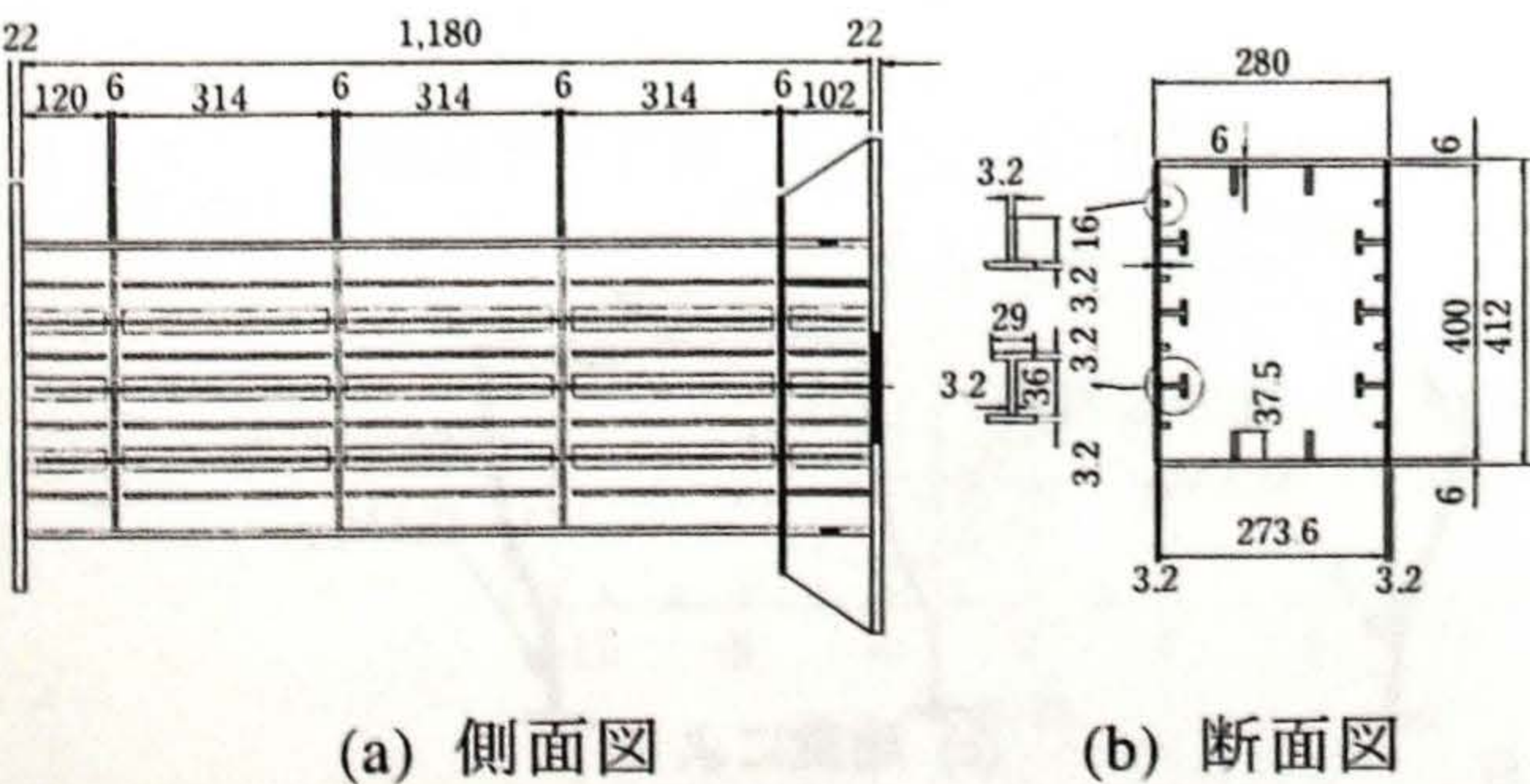


図-3. 12 実験供試体 MER-2, CER-3, CER-4 および HER-1 (寸法単位：mm)

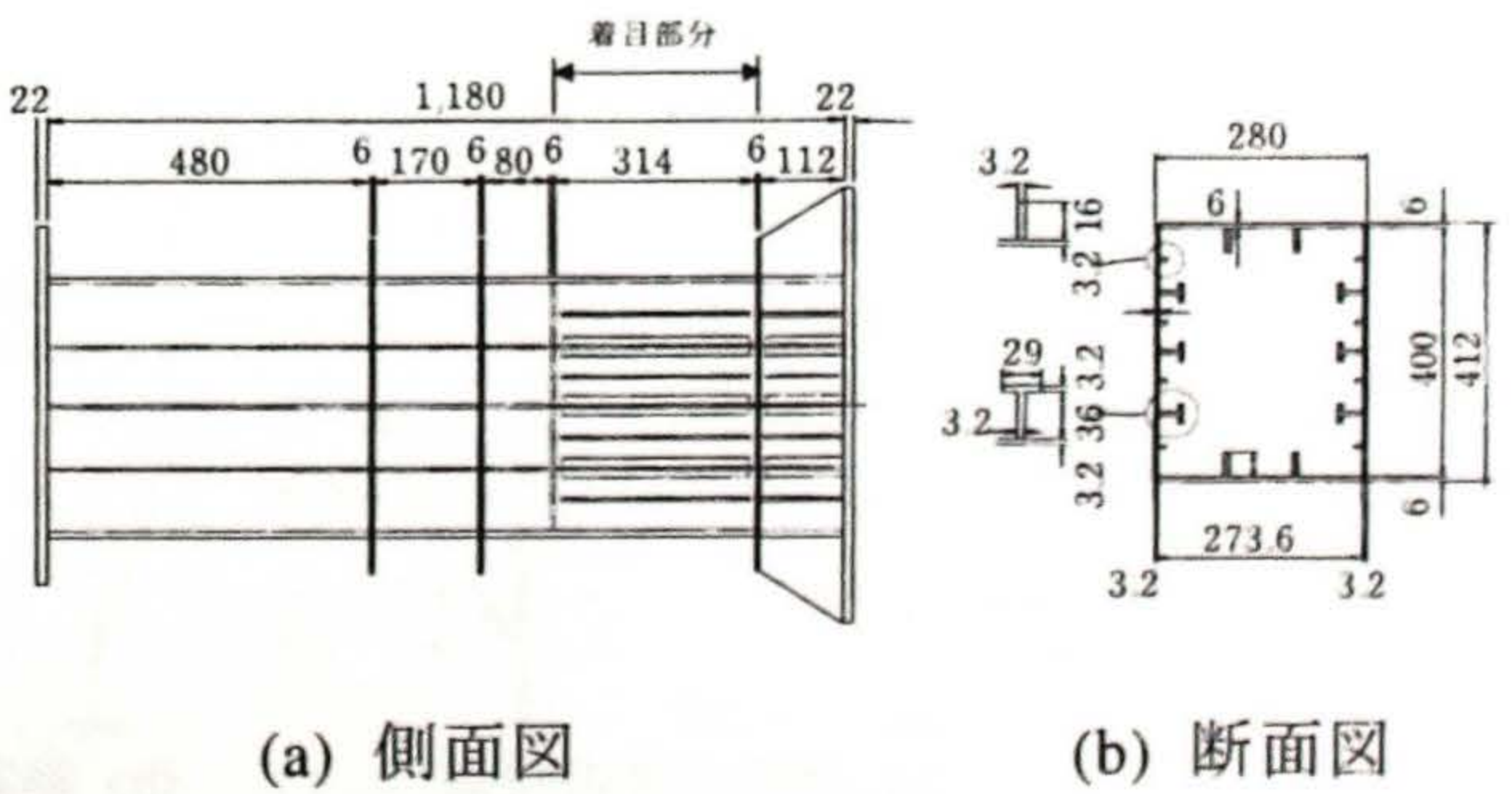


図-3. 13 実験供試体 CER-5 および HER-2 (寸法単位：mm)

表-3.5 実験供試体の内訳，使用鋼板の機械的性質，および座屈パラメータ

実験供試体名	R_R	R_F	R_S	γ/γ^*	σ_Y	E_s	μ_s	σ_{tu}	備考
CEO-1	0.616	0.471	0.564	1.856	287.1	2.07	0.265	427.3	“既設”，繰返し $N/N_{PS}=0.11$
CER-3,4,5	0.396	0.232	0.119	3.193	287.1	2.07	0.265	427.3	“補強”，繰返し $N/N_{PS}=0.11, 0.18, 0.30$
CNO-6	0.366	0.220	0.464	3.075	356.0	2.07	0.283	486.5	“新設”，繰返し $N/N_{PS}=0.11$
CCO-1	0.618	0.494	0.579	1.704	288.5	1.90	0.283	436.2	“コンクリート充填”，繰返し $N/N_{PS}=0.11$
HER-1	0.396	0.232	0.119	3.193	287.1	2.07	0.265	427.3	“補強”，ハイブリッド，JMA 地震波
HER-2	0.396	0.232	0.119	3.193	287.1	2.07	0.265	427.3	“補強”，ハイブリッド，JR-Takatori 地震波
HER-1R	0.396	0.232	0.119	3.193	287.1	2.07	0.265	427.3	“補強”，ハイブリッド，Higashi 地震波

注： σ_Y および σ_{tu} の単位は N/mm^2 ， E_s の単位は $10^5 N/mm^2$ である。

表-3.5 には，各実験供試体の主な断面パラメータ R_R ， R_F ， R_S と鋼材の機械的性質とをまとめて示す。補強後の供試体の座屈に関するパラメータは，補強後の算定値であり，補強前の座屈に関するパラメータは，実験供試体 CEO-1 の値と同じである。エンドギャップの区間長は，縦補剛材の板厚の 3.3 倍（=11 mm）である。座屈に関するパラメータの制限値を目標値とする実験供試体 CER-3 と CNO-6 とを比較すると， R_S の値に差が見られるがその他の座屈に関するパラメータはほぼ同じ値であり，実験供試体 CNO-6 は，エンドギャップを設けずに縦補剛材を追加・補強した場合と同等な座屈強度を有する供試体と考えることができる。

ここで，実験供試体 CER-5 には，比較的大きな値の軸方向圧縮力 $N/N_{PS}=0.30$ を载荷した。これは，図-3.14 に示すような軸方向圧縮力の変動を受けるラーメン橋脚の柱部材を想定したためである。本実験に用いた载荷装置では，载荷中，一定な軸方向力を導入できるが，変動する軸方向力を導入できないため，はじめに $0.11N_{PS}$ の軸方向圧縮力を作用させた後に， $N/N_{PS}=0.30$ の条件のもとで漸増繰返し水平変位载荷実験を実施している。すなわち，(i) 後述する実験供試体 MER-2 の曲げモーメントー水平変位曲線を参考にして，まず $N/N_{PS}=0.11$ のもとで最大荷重に至らない $-6\theta_Y$ まで一方向の漸増水平変位载荷実験を行う。引き続き，(ii) $N/N_{PS}=0.30$ の条件のもとで，変位プラス側から漸増繰返し水平変位载荷を行った。このときの水平荷重ー水平変位の履歴は，図-3.15 に示すとおりである。なお， $\theta=-6\theta_Y$ に相当する点 D におけるフランジプレートの変形状況は，5～6 mm 程度（= $a/50 \sim a/60$ ， a ：横補剛材間隔）の補剛板パネル全体の座屈変形，および 3 mm 程度（= $b/30$ ， b ：補強縦補剛材間隔）の補強縦補剛材間の板パネルの局部座屈変形が生じていた。

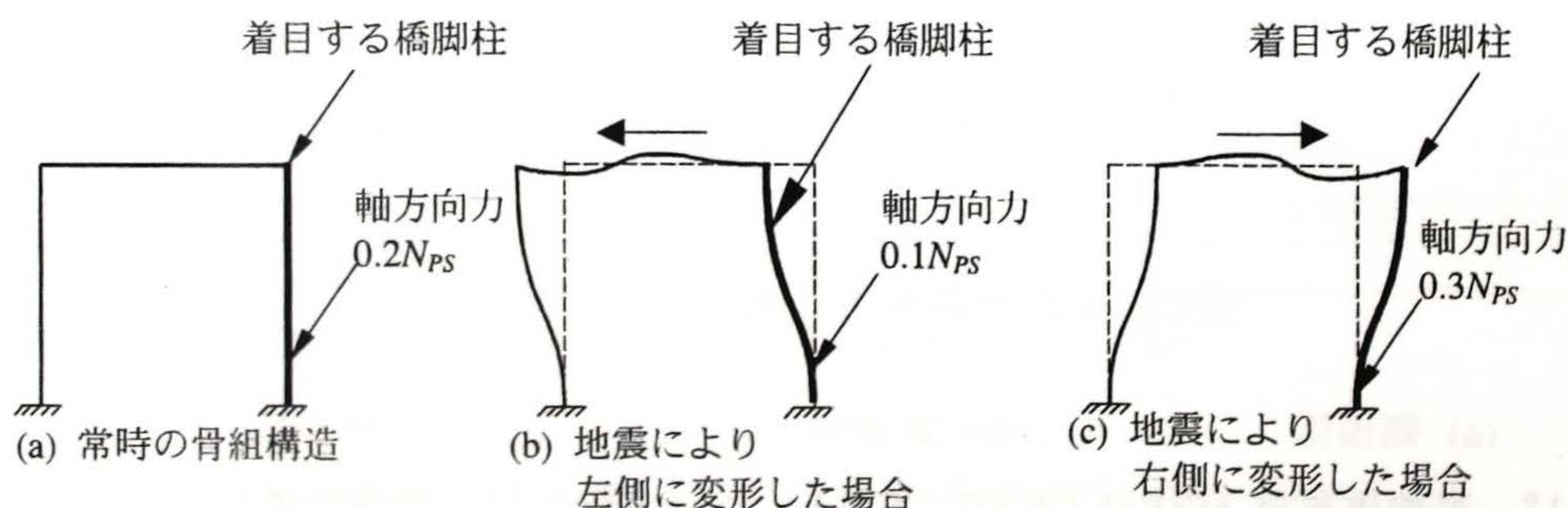


図-3.14 想定するラーメン橋脚の地震時の挙動

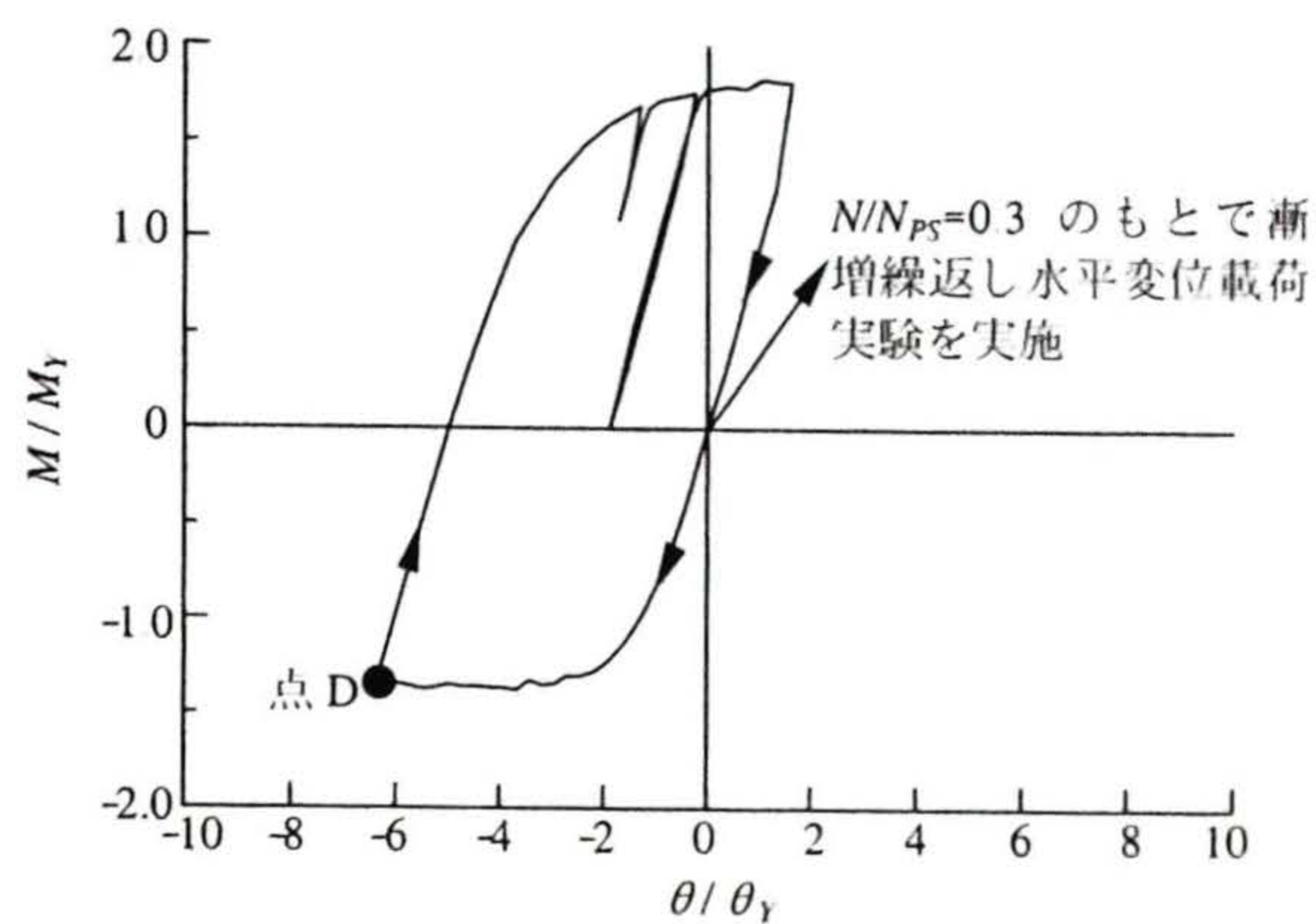
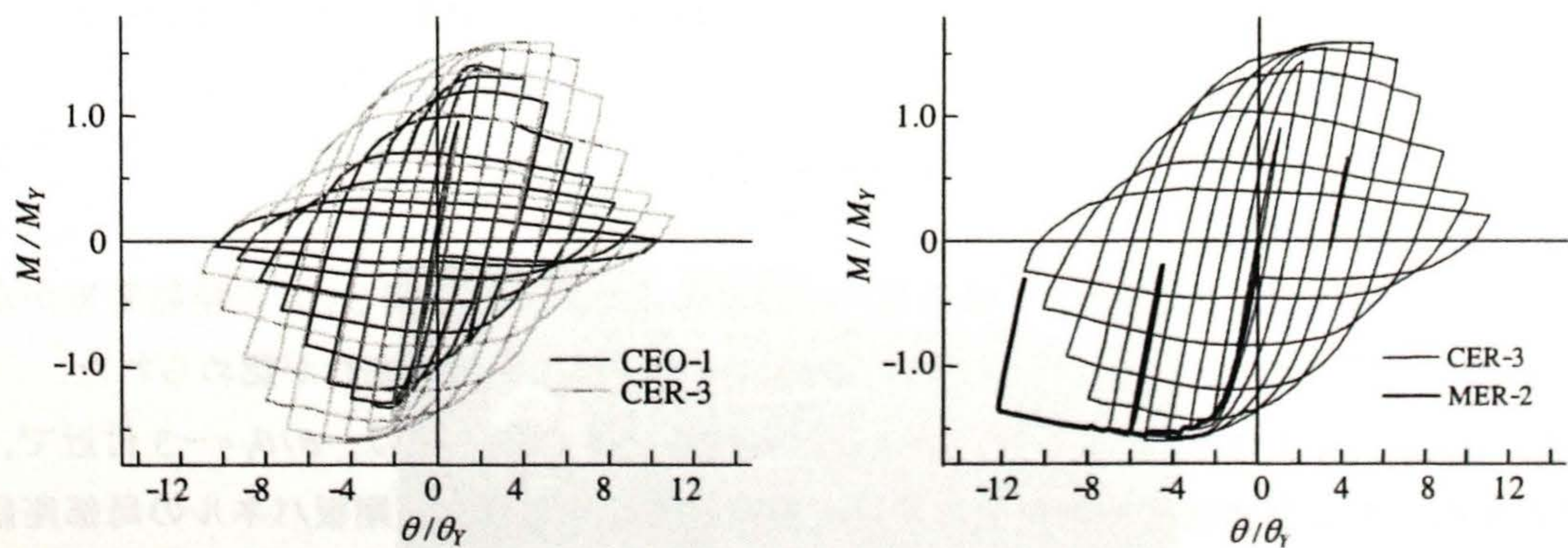


図-3.15 曲げモーメント-部材回転角曲線（実験供試体 TER-5）

3.4.2 軸方向圧縮力が $0.11N_{PS}$ の場合の補強効果

(1) 曲げモーメント-部材回転角関係

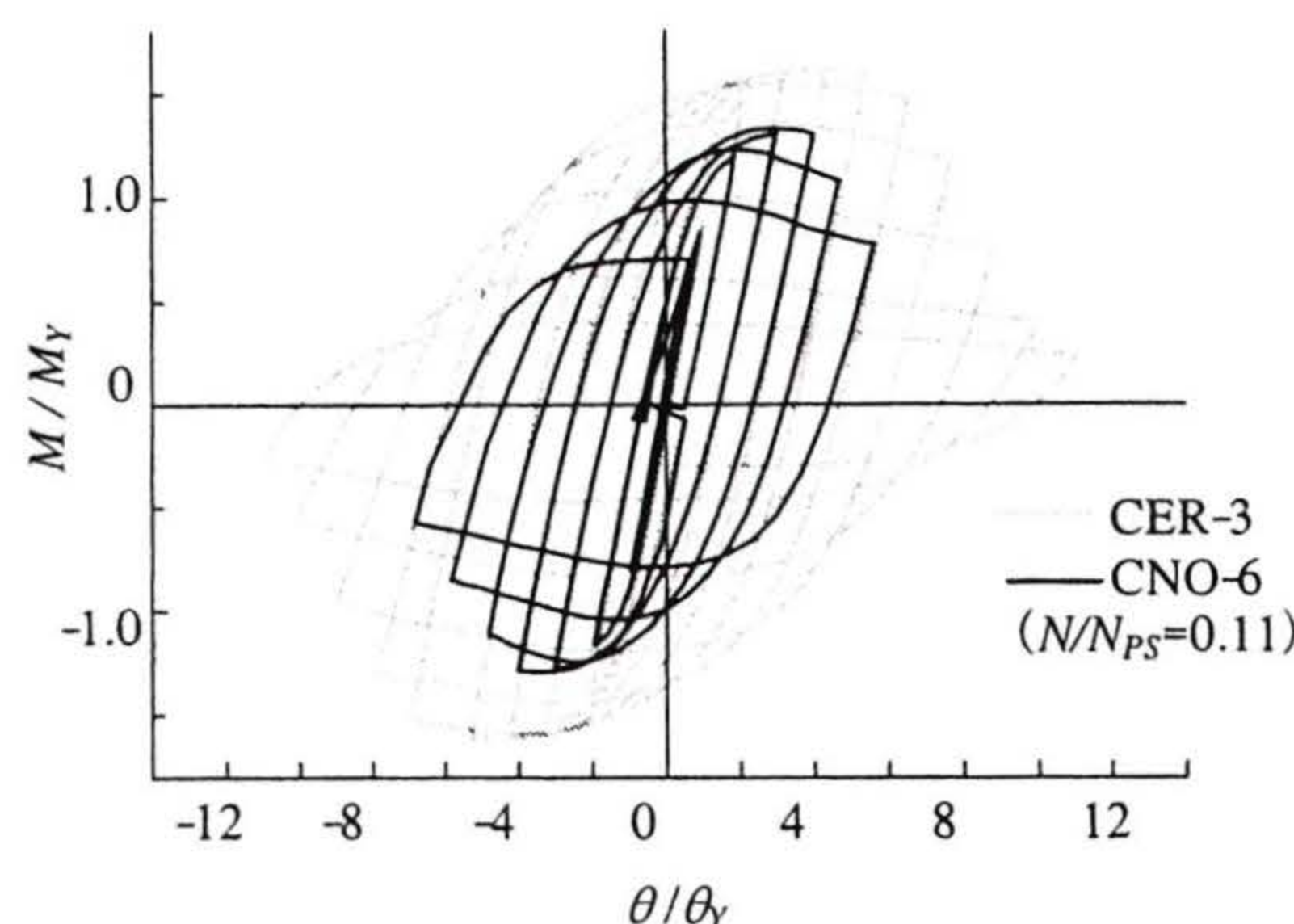
図-3.16(a), (b), および表-3.6 よると、軸方向圧縮力の比 N/N_{PS} が 0.11 の鋼製橋脚を想定した箱形断面柱形式の実験供試体 CEO-1（塑性率 $\mu_u = 2.17$, $\mu_{95} = 3.99$ ）に対して、縦補剛材を追加・補強する方法により、耐荷力上昇を補強前の 20 %程度にとどめ、塑性率を $\mu_u = 4.41$ ($\mu_{95} = 6.61$) まで改善できることがわかる。なお、 μ_{95} は最大曲げモーメントの値から 95%まで低下した時の曲げモーメントに対応する変位を用いて塑性率を評価した値である。ちなみに、コンクリート充填補強を行った供試体 CCO-1 は、 $\mu_u = 11.35$ ($\mu_{95} = 12.99$) であったが、強度上昇率 β_1 は 1.64 となる。実験供試体 CER-3 の最大曲げモーメントは、MER-2 に比べ、約 10 %の上昇が見られた。これは、繰返し荷重による鋼材のひずみ硬化現象によるものと考えられる。



(a) 実験供試体 CEO-1 および CER-3

(b) 実験供試体 CER-3 および MER-2

図-3.16 曲げモーメント-部材回転角曲線



(c) 実験供試体 CER-3 および CNO-6

図-3.16 曲げモーメント-部材回転角曲線 (続き)

表-3.6 各実験供試体の強度上昇率および塑性率

実験供試体名	想定	終局変位 (mm)		終局曲げモーメント (kN・m)		M_y (kN・m)	曲げ剛性 (kN/cm)	強度上昇率	塑性率	
		+側	-側	+側	-側			β_1	μ_u	μ_{95}
CEO-1	既設	27.0	25.3	208.3	198.9	149.2	7,910	基準	2.17	3.99
CER-3	補強	48.9	50.1	239.5	241.2	149.2	8,940	1.21	4.41	6.61
CNO-6	新設	59.2	60.2	413.7	373.5	300.6	9,466	0.93	3.51	4.26
MER-2	補強	—	65.8	—	218.3	149.2	7,742	1.10	5.48	7.73
CCO-1	補強	67.2	78.8	333.1	327.2	149.7	11,390	1.64	11.35	12.99

さらに、図-3.16(c) および表-3.6 によると、実験供試体 CNO-6 と比較して、エンドギャップを設けて補強した実験供試体 CER-3 の塑性率 μ_u は約 1.25 倍 (μ_{95} で約 1.55 倍) である。実験供試体 CNO-6 では、最大曲げモーメントに達した後、供試体基部コーナー部に割れが発生したため、最大曲げモーメント後の耐荷力の低下が CER-3 と比較して著しい。供試体 CER-3 ではエンドギャップが塑性変形するため、供試体 CNO-6 に見られた耐荷力の著しい上昇、あるいは柱基部での鋼板の割れが発生しなかったと考えられる。

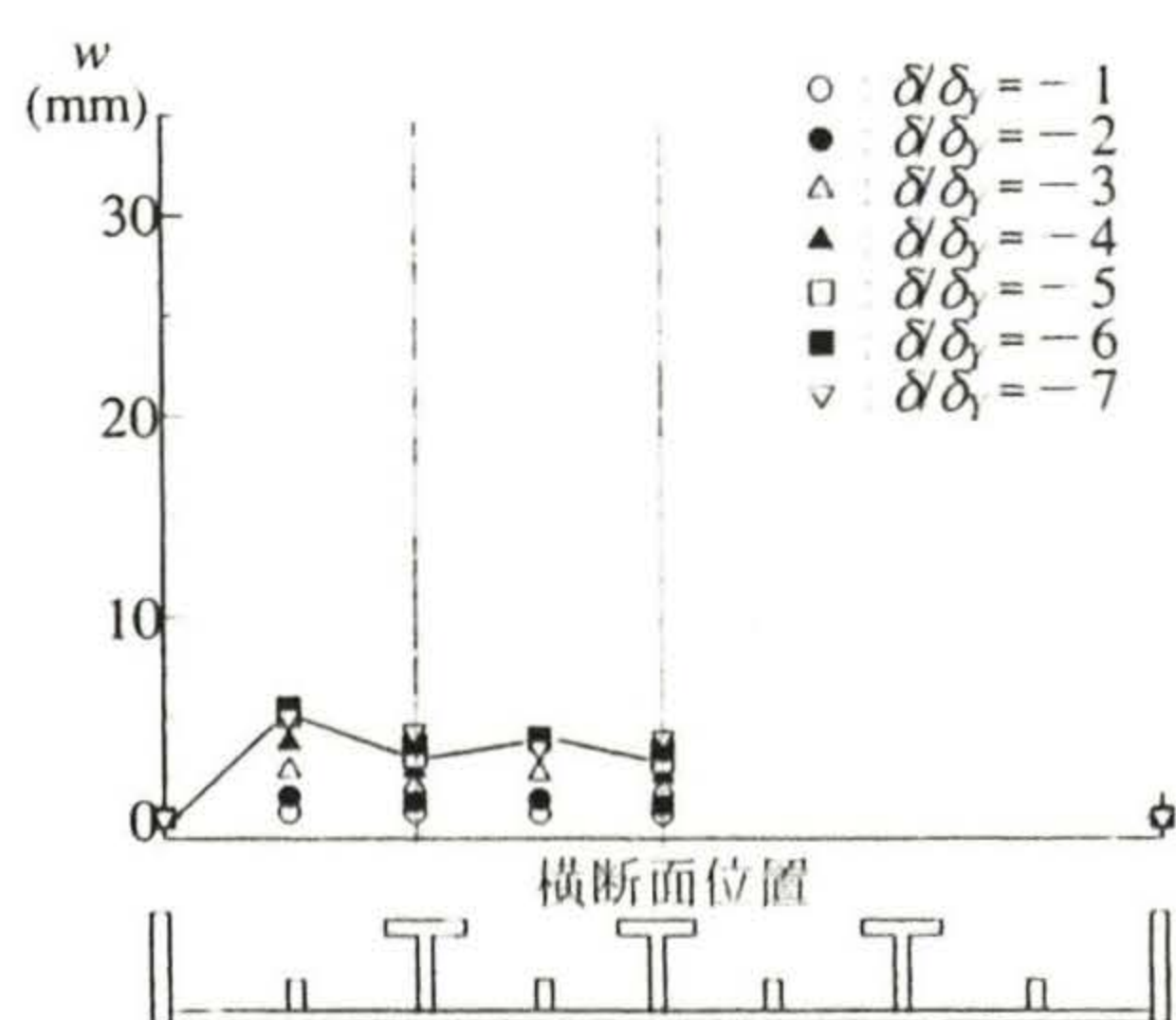
(2) 補剛板パネルの変形状況

実験供試体 CEO-1 では、 $\theta/\theta_y = -3$ で補剛板パネル全体のたわみが急増し、この座屈変形が卓越する。実験供試体 CNO-6 および CCO-1 では柱下端の断面コーナー部で鋼板の割れが認められた。

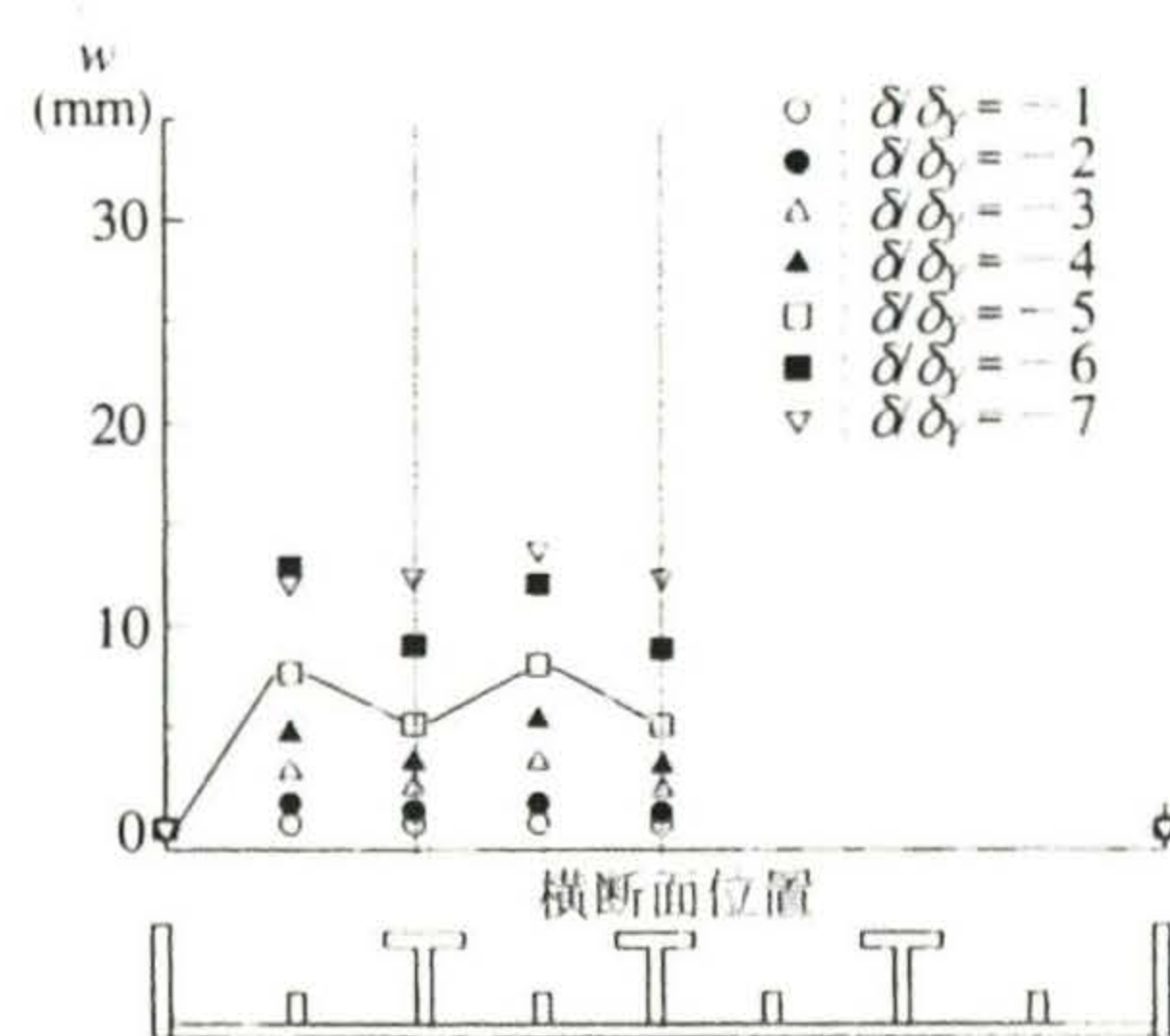
図-3.17(b) および図-3.18(b) によると、補強した実験供試体 CER-3 では、 $\theta/\theta_y = -3$ 付近で、補剛板パネル全体の座屈、および補強縦補剛材間の増設縦補剛材を有するサブ補剛板パネルの局部座屈が生じ始める。 $\theta/\theta_y = -5$ 以降、縦補剛材間の板パネルの局部座屈変形だけでなく、補剛板パネル全体の局部座屈波形が、繰返し回数の増大に伴って進展する。このような変形状況は、図-3.19 に示す実験終了後の補剛板パネルの変形状況からも確認できる。また、既存の縦補剛材に増設した補強フランジ両端に設けたエンドギャップでは縦補剛材の局部座屈変形が発生するが、既存の縦補剛材間の板パネル中央に増設した

増設縦補剛材両端に設けたエンドギャップ付近の板パネルには腰折れ的な屈服現象などに起因する局部的な変形は見られない。さらに、実験供試体 CER-3 では、柱下端の断面コーナ一部で鋼材の割れは発生しなかった。以上から、繰返し応力を受ける場合でも、補強すると、発生する座屈モードが改善され、補剛板パネル全体の変形性能が向上することが確認できた。

一方、図-3.17(a) および図-3.18(a) によると、一方向に水平変位を漸増させた実験供試体 MER-2 では、 θ/θ_y が -3 程度においても、補剛フランジには著しい座屈変形が発生せず、変位载荷の大きさに応じて徐々に局部座屈波形が進展する。補剛板パネルのたわみ量は、繰返し荷重を作用させる場合よりも小さく、水平変位の繰返し回数が少ない場合には、補剛板パネルはほとんど座屈変形しないと考えられる。

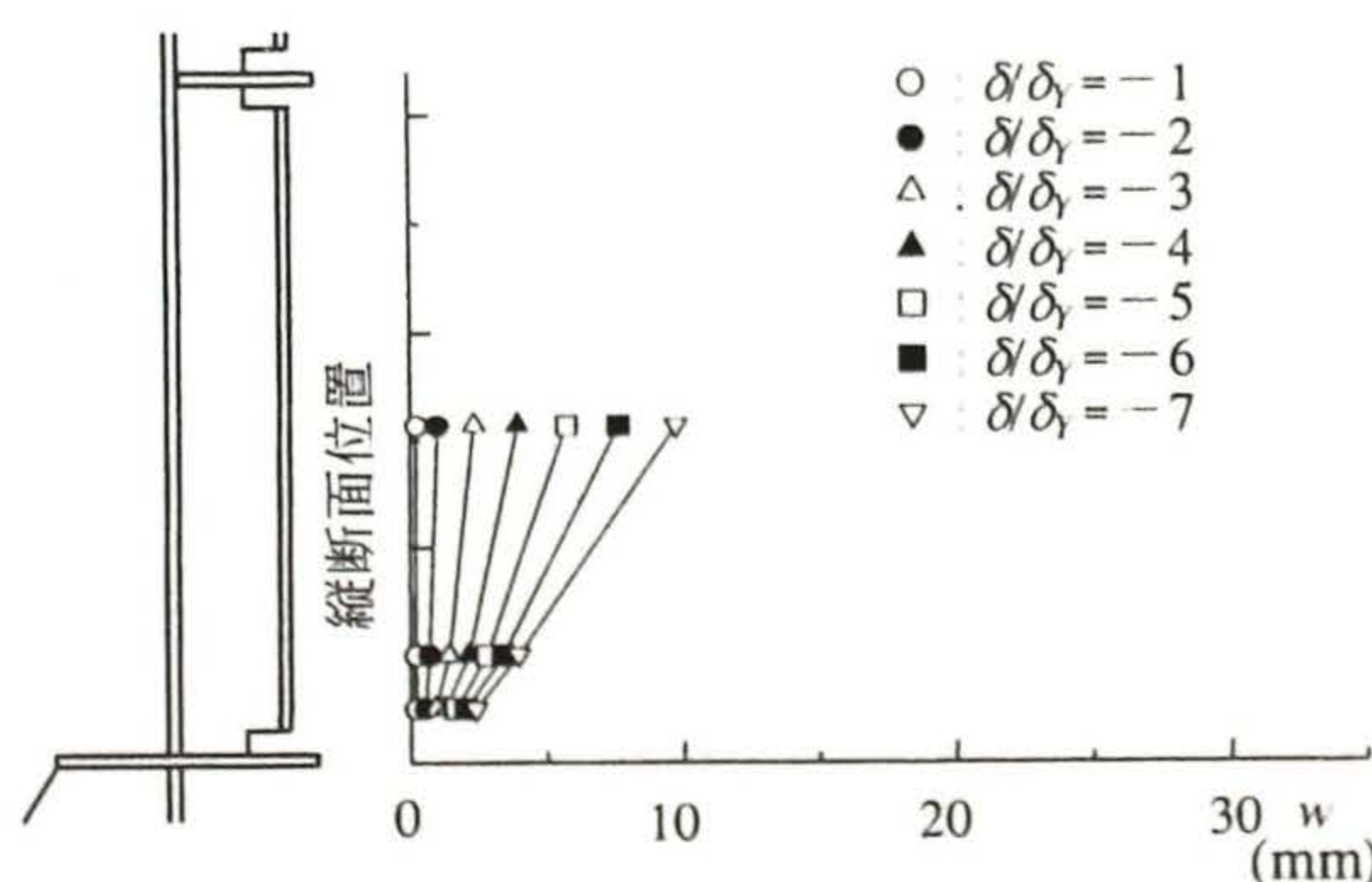


(a) 実験供試体 MER-2

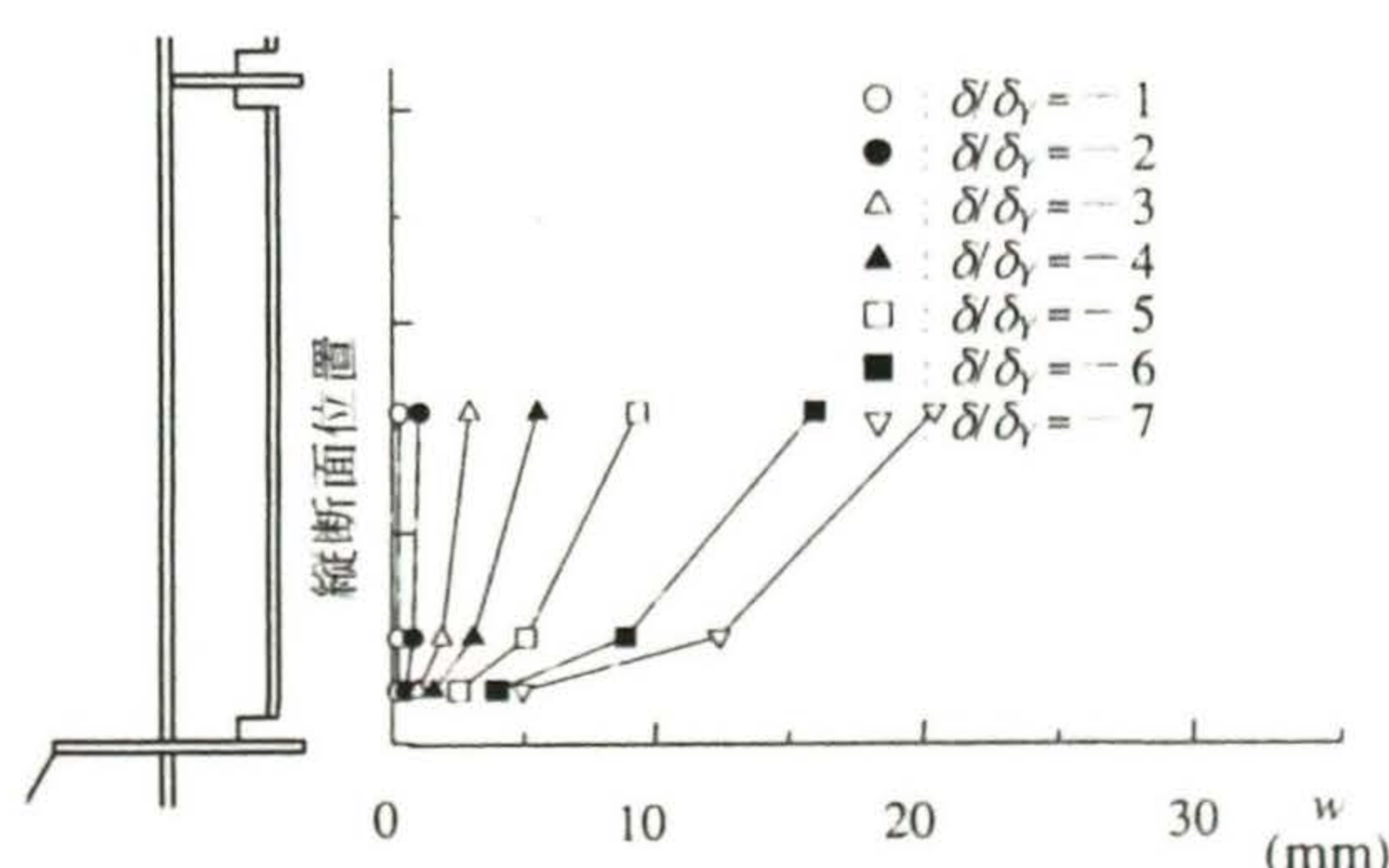


(b) 実験供試体 CER-3

図-3.17 フランジプレート横断面方向のたわみ波形



(a) 実験供試体 MER-2



(b) 実験供試体 CER-3

図-3.18 フランジプレート縦断面方向のたわみ波形

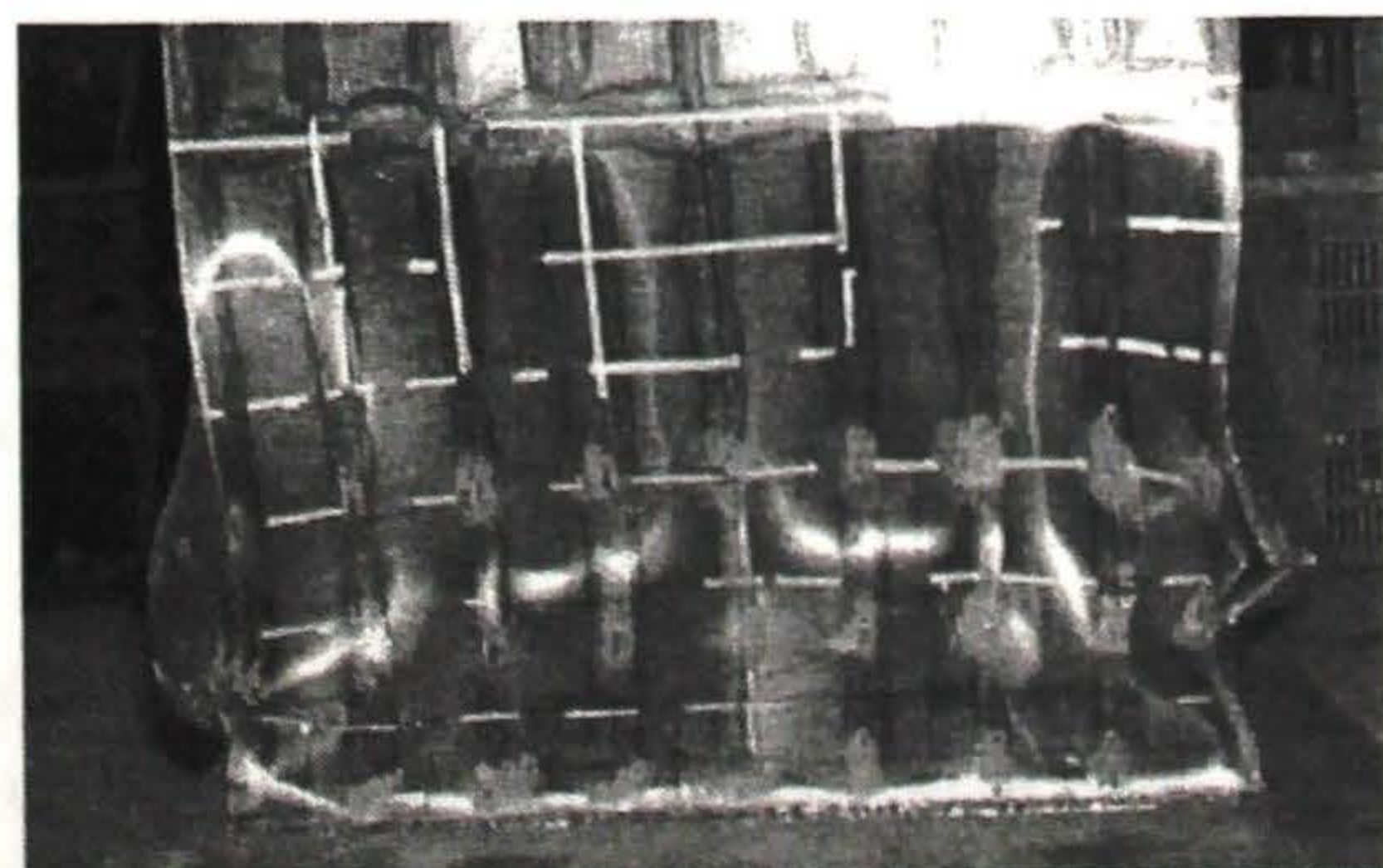


図-3.19 実験終了後の座屈変形状況 (実験供試体 CER-3)

(3) エネルギー吸収量

図-3.20 には、実験供試体 CEO-1 および CER-3 の各繰返しサイクルごとのエネルギー吸収量を示す。縦補剛材を追加・補強する補強方法により補強を行うと、水平変位が 5 cm 以降で、エネルギー吸収量に差が現れ、1 サイクルあたりのエネルギー吸収量が最大となるまでの合計で比較すると、補強前に比して補強により約 1.9 倍のエネルギーが吸収可能であることが確認できる。

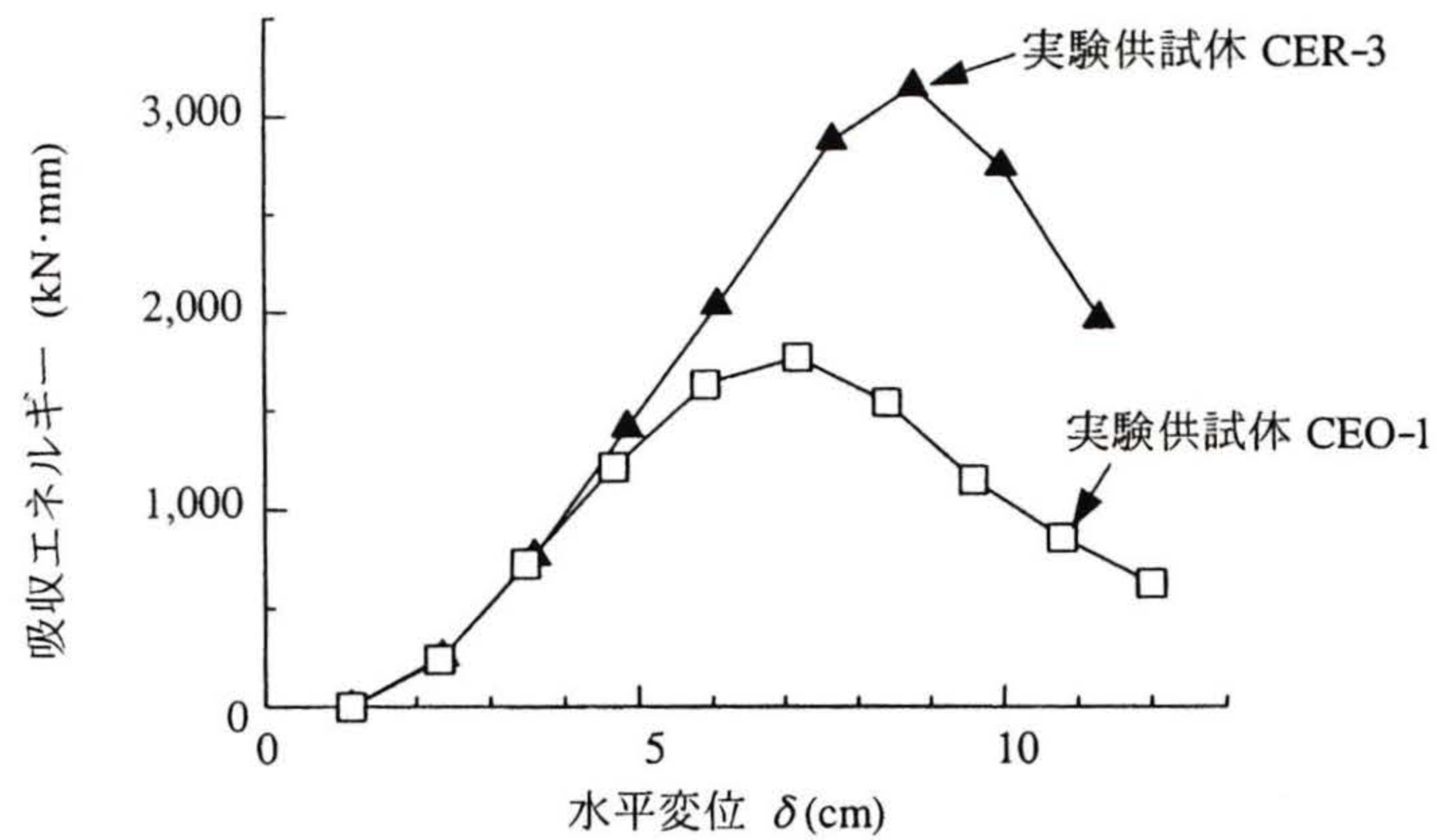


図-3.20 エネルギー吸収量の比較（実験供試体 CEO-1 および CER-3）

3.4.3 軸方向圧縮力の違いが補強効果に及ぼす影響

(1) 曲げモーメントー部材回転角関係

図-3.21 には、補強を行った既設鋼製橋脚を想定した実験供試体で、軸方向圧縮力の比 ($N/N_{PS}=0.11$, 0.18 , および 0.30) の相違による曲げモーメントー部材回転角関係を示す。表-3.7 に、主な結果をまとめた。

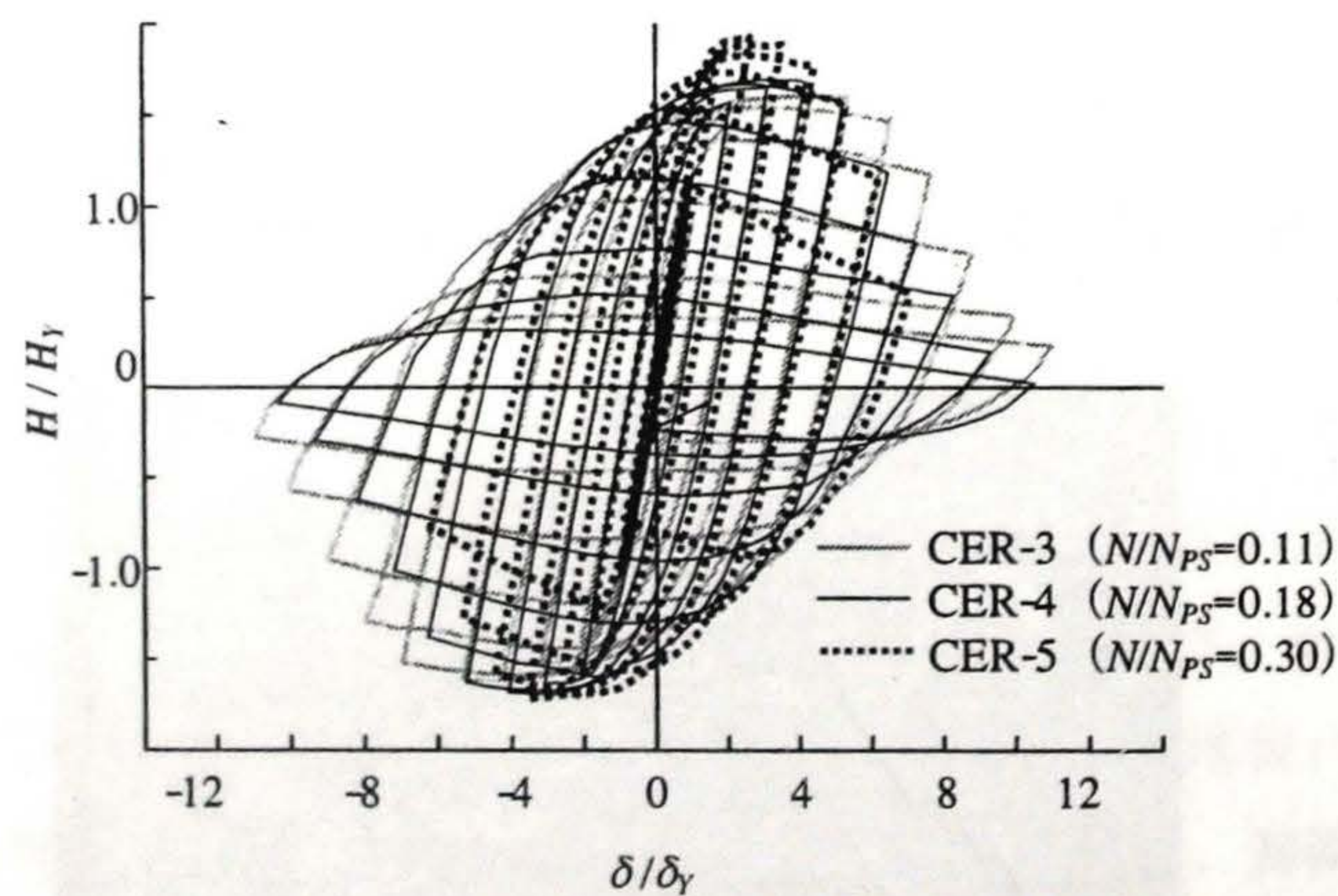


図-3.21 曲げモーメントー部材回転角曲線（実験供試体 CER-3, CER-4, および CER-5）

表-3.7 各実験供試体の強度上昇率および塑性率

実験供試体名	想定	終局変位 (mm)		終局曲げモーメント (kN・m)		M_Y (kN・m)	曲げ剛性 (kN/cm)	強度上昇率	塑性率	
		+側	-側	+側	-側			β_1	μ_u	μ_{95}
CER-3	補強	48.9	50.1	239.5	241.2	149.2	8,940	1.21	4.41	6.61
CER-4	補強	42.3	38.0	234.5	233.7	138.3	8,421	1.27	3.79	6.78
CER-5	補強	27.1	20.1	172.5	205.4	119.2	8,189	1.29	3.04	4.50

実験供試体 CER-3, CER-4, および CER-5 を比較すると, μ_u はそれぞれ 4.41, 3.79, および 3.04, β_1 はそれぞれ 1.21, 1.27, および 1.29 となり, N/N_{PS} が増加すると, 耐荷力は上昇するが塑性率は低下する傾向を示す. 最大曲げモーメントの値から強度が 95 % 低下したときの変位で比較すると, $N/N_{PS}=0.11$ および 0.18 の場合にはいずれも $\mu_{95}=6.5$ 以上を確保できるが, $N/N_{PS}=0.30$ の場合には μ_{95} は 4.50 となった. これには, N/N_{PS} が大きくなると降伏水平荷重 H_Y が小さく算定される影響, および実験供試体 CER-5 の載荷方法が他の実験供試体とは異なる影響が含まれるが, 軸方向圧縮力の比 N/N_{PS} が 0.11 と 0.18 とでは μ_{95} の値に有意な差が見られず, 軸方向圧縮力の変動が顕著な柱部材の補強に対しては, 十分な検討が必要である. なお, $N/N_{PS}=0.11$ の実験供試体 CER-3 と $N/N_{PS}=0.30$ の実験供試体 CER-5 との最大曲げモーメント値の差異は約 17 % である.

(2) エネルギー吸収量

図-3.22 には, 軸方向圧縮力の比が異なる実験供試体 CER-3, CER-4, および CER-5 の各繰返しサイクルごとのエネルギー吸収量を示す. N/N_{PS} の大きさによる違いは, 水平変位が 5 cm 以降で顕著に見られるが, N/N_{PS} の値が小さいほど, 大きなエネルギー吸収が可能であることが確認できる. また, N/N_{PS} が 0.11 と 0.18 の場合は最大荷重に至るまで, ほぼ同じエネルギー吸収量を示す.

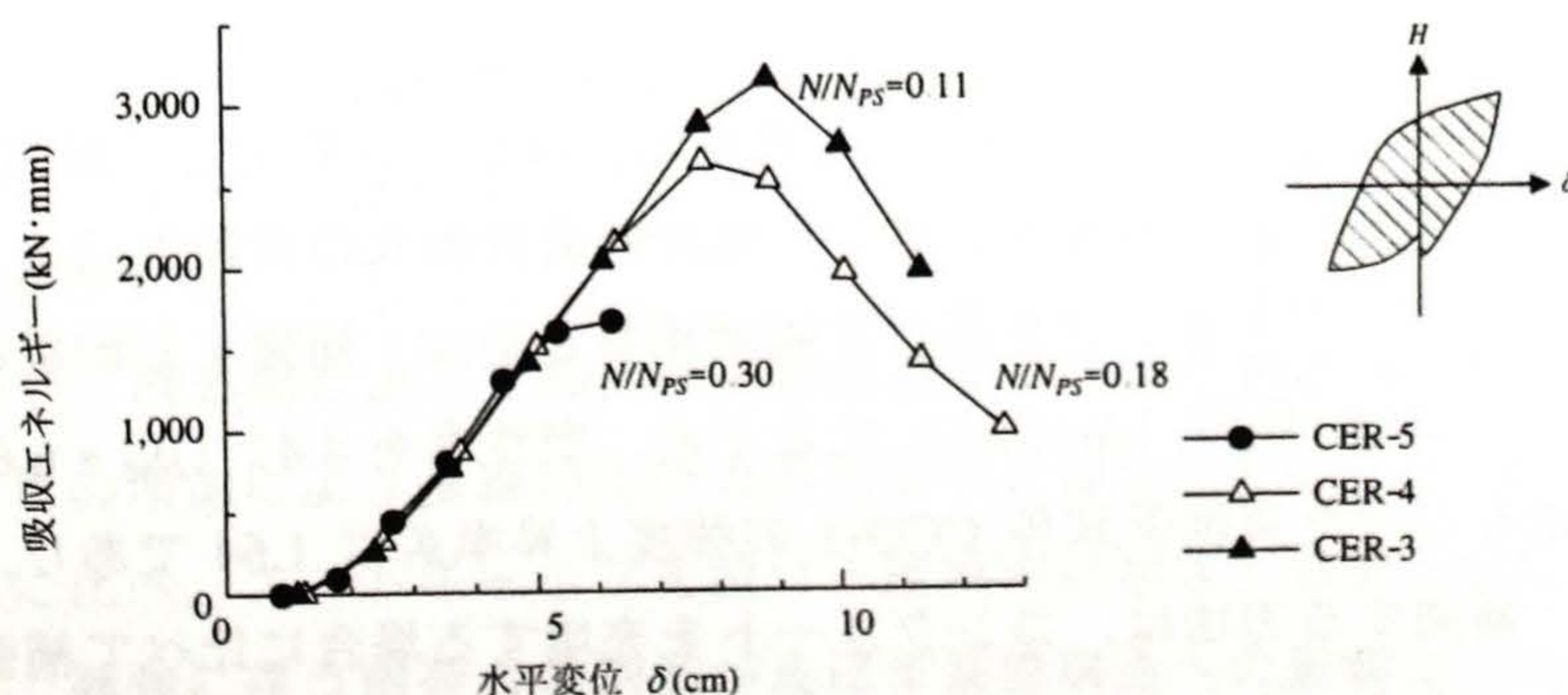


図-3.22 エネルギー吸収量の比較 (実験供試体 CER-3, CER-4 および CER-5)

3.4.4 縦補剛材を追加・補強する耐震補強効果に関する考察

(1) 実験終了後の補剛板パネルの変形状況

実験終了後、ガス切断により実験供試体を解体し、実験供試体内部の崩壊状況を観察した。そして、以下に示すような崩壊状況が確認できた。

- i) 既設の断面、およびその補強後の断面を有する実験供試体では、いずれも補剛板パネル全体が内側へ変位する座屈変形が顕著に見られた。
- ii) 補剛板パネル全体の座屈波形の稜線の位置において、増設縦補剛材が切断されている例が確認できた。また、補強フランジ両端のエンドギャップの縦補剛材には、横ねじれ座屈が発生していた。
- iii) 崩壊状況と軸方向圧縮力の比との関係を調べると、軸方向圧縮力の比が大きければ、補剛板パネル全体にわたって著しい局部座屈波形が発生し、そのたわみ量も大きい。

(2) 補強効果に関する考察

漸増繰返し水平変位荷重実験の結果から得られた包絡線および主な結果を、図-3.23 および図-3.24 にまとめて示す。これらの図より、既設の鋼製橋脚の補剛板パネルを、エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する補強方法によって得られる補強効果は、以下のとおりである。

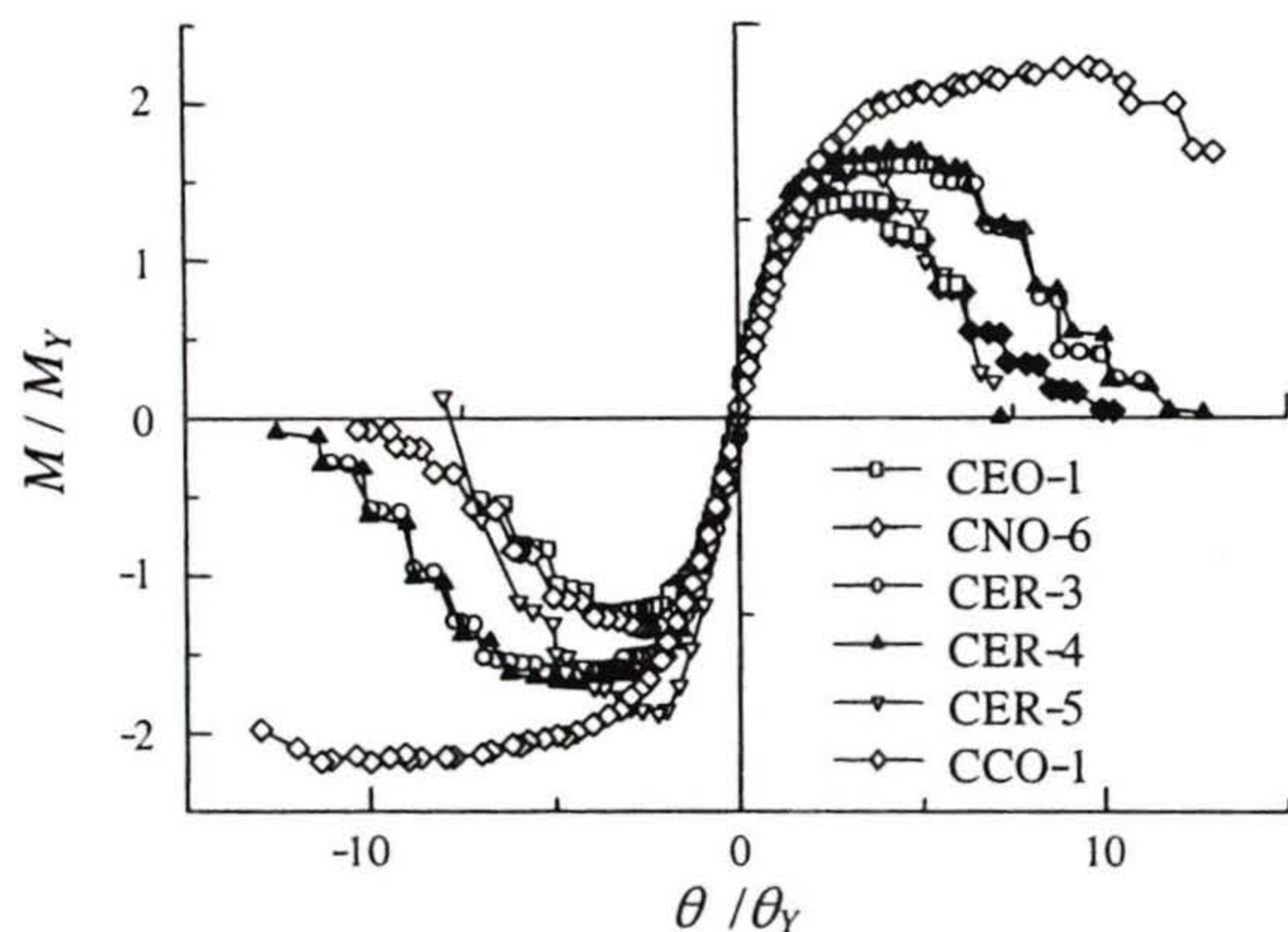


図-3.23 各実験供試体の包絡線

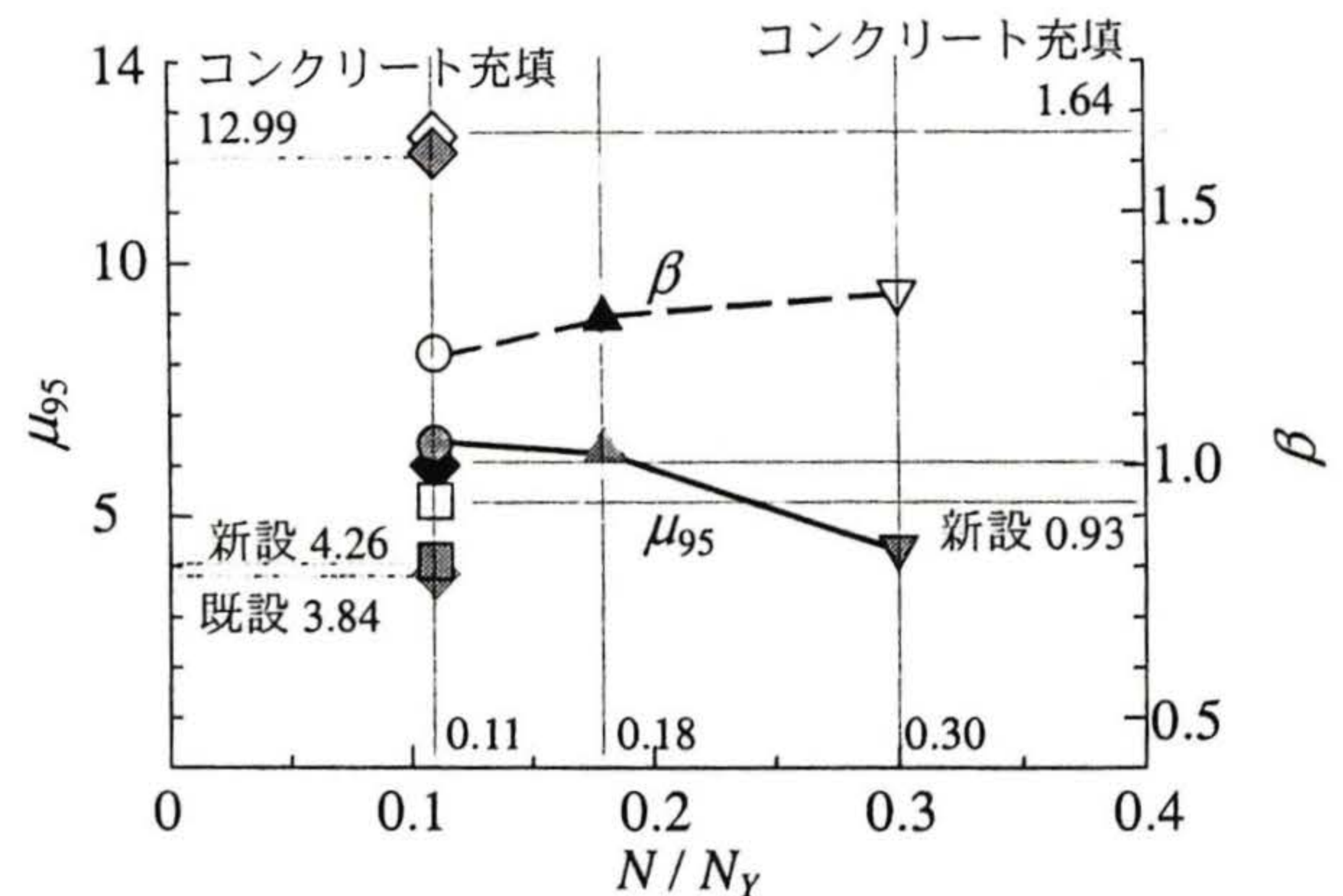


図-3.24 軸方向圧縮力の比による変形性能の違い

a. エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する補強法の繰返し荷重下での補強効果

軸方向圧縮力の比 N/N_{PS} が 0.11 の鋼製橋脚を想定した箱形断面柱形式の実験供試体 CEO-1 (塑性率 $\mu_u = 2.17$, $\mu_{95} = 3.99$) に対して、エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する耐震補強方法を実施すると、耐荷力上昇を補強前の 20 % 程度 ($\beta_1 = 1.21$) にとどめ、塑性率を 4.41 ($\mu_{95} = 6.61$) まで改善できる。コンクリート充填補強を行った実験供試体 CCO-1 の強度上昇率 β_1 は 1.64 であり、エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する方法は、コンクリートを充填する場合に比べて補強後の耐荷力の上昇を小さくできる。一方、一方向に水平変位を漸増させる場合の補剛板パネルのたわみ量は、繰返し荷重を作用させる場合よりも小さい。

補強したいずれの実験供試体でも、はじめに補強フランジおよび増設縦補剛材の両端に設けたエンド

ギャップに塑性変形が発生し、この変形によりエネルギーが吸収される。また、補剛板パネルの変形を、補剛板パネル全体がたわむ変形モードから、縦補剛材を節とする変形モードへと改善できるので、補剛板パネル全体のたわみ量も小さい。

なお、座屈パラメータに関する制限値を満足する実験供試体 CNO-6 は、 R_s の値を除いて供試体 CER-3 とほぼ同様な値の座屈に関するパラメータを有している。すなわち、この実験供試体は、縦補剛材を追加・補強する方法により既存の補剛板パネルを補強するが、エンドギャップを設けない場合に相当する。実験供試体 CER-3 では、CNO-6 に見られた耐荷力の著しい上昇、および柱基部での鋼材の割れは発生しなかった。これは、補強部材の端部にエンドギャップを設置し、この部分がほかの部分よりも先行して、確実に塑性変形するためである。

b. 軸方向圧縮力の違いが補強効果に及ぼす影響

軸方向圧縮力を降伏応力の 0.11, 0.18, および 0.30 倍に設定したそれぞれの実験供試体 CER-3, CER-4, および CER-5 を比較すると、 μ_u はそれぞれ 4.41, 3.79, および 3.04, β_1 はそれぞれ 1.21, 1.27, および 1.29 となり、軸方向圧縮力の比が増加すると、耐荷力は上昇するが塑性率は低下する傾向を示す。ただし、実験供試体 CER-3 と CER-4 では、 μ_{95} の値はほぼ同様であり、柱部材に作用する軸方向圧縮力が降伏応力の 0.2 倍程度であれば、本補強法により十分な補強効果が得られる。

c. エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する耐震補強方法の適用範囲

以下では、縦補剛材補強・追加工法を適用する場合の補強範囲について述べる。

縦補剛材補強・追加工法は、補強後の橋脚最弱点部を橋脚基部に設定しないという前提にもとづき、橋脚の終局強度は橋脚基部のアンカー部以外の柱部材内で決定される必要がある。また、施工性・経済性に有利なコンクリート充填補強工法が適用できない場合に採用が有効である。すなわち、アンカー部の終局曲げモーメント $M_{u,anc}$ が柱部材基部の合成断面の終局曲げモーメント M_{uc} 以下、かつ補強対象となる鋼断面の全塑性曲げモーメント M_p から橋脚下端位置において換算される曲げモーメント M_p^* 以上のときである。したがって、次の式(3.1)が適用範囲となる。

$$M_p^* < M_{u,anc} < M_{uc} \quad (3.1)$$

補強範囲は、図-3.25 に示すように、既存の中詰めコンクリート直上のダイアフラム間、すなわち、1 補剛板パネルとなる。ただし、鋼製橋脚の耐震補強においては、第 1 節で述べたとおり、断面の高さ方向の板厚変化あるいは既存の中詰めコンクリートの充填高さをはじめ様々な制約を考慮した上で、補強範囲を決定する必要がある。

文献 3.13 によると、構造物によって設計値と許容値までの余裕量に差があるものの、コンクリート充填補強に伴う死荷重の増加により基礎の支持力が不足する場合もあることが指摘されている。コンクリート充填補強工法に比べ、エンドギャップを設ける縦補剛材補強・追加工法による補強後の自重の増加は小さいことから、補強に伴う耐荷力の増加が及ぼす基礎構造への影響については、本研究では検討していない。実補強においては各補強対象橋脚ごとに式(3.1)が満足しているかどうか照査し、満足しない場合には、アンカー部を補強するかエンドギャップを設ける縦補剛材補強・追加工法よりも強度上昇を伴わない補強工法の採用を検討する等の措置が必要となる。エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・

補強する耐震補強法を採用し，補強による強度上昇をさらに低減するためには，エンドギャップの既存の縦補剛材の高さを低減するなど，より積極的に鋼板の大きな塑性変形を利用することが有効であると考えられる．

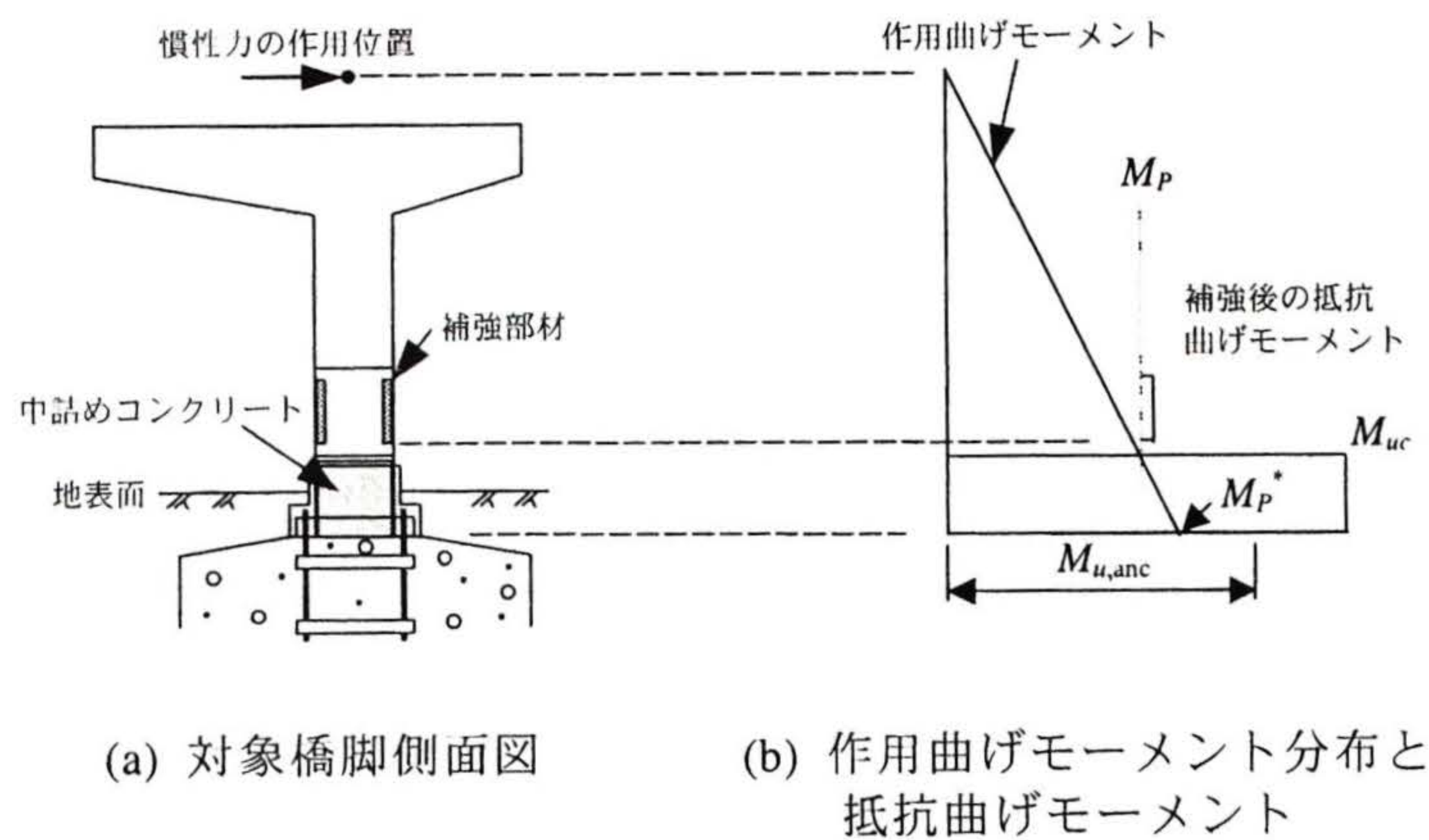


図-3.25 縦補剛材補強・追加工法による補強範囲

3.5 ハイブリッド地震応答実験による強地震に対する安全性の検討

エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する補強方法によって補強した鋼製橋脚を対象として，強地震が作用する場合の安全性，およびエンドギャップ周辺の損傷の程度を検討するため，以下に示すハイブリッド地震応答実験を実施した．

(1) ハイブリッド地震応答実験の概要

本研究で実施したハイブリッド地震応答実験は，任意の地震力を受ける構造物あるいは構造部材の応答シミュレーションを行うものであり，中井らの文献 3.14 の方法に準じた．すなわち，既知の地震加速度を入力し，コンピューターの内部で柱部材を一質点系の振動モデルへとモデル化し，その運動方程式を解析している．その際に必要となる構造物，あるいは構造部材の未知の復元力 F_r を，各時間増分ステップ毎にオンラインで，逐次，実験により取り込み，復元力 F_r とある時刻の地震加速度とから各時間ステップにおける応答変位の算出には差分法を用いる．さらに，求まった変位をアクチュエーターにより自動的に実験供試体に与える手法である．各時間ステップの時間間隔 Δt は 0.01 s である．解析に用いる減衰定数は 0.05 で一定とした．

ここで，質量を M ，減衰定数を C ，および剛度を K とし，実験供試体を対象とするときは添字 m ，対象橋脚柱を対象とするときは添字 p を用いて表すと，一質点系モデルの場合の運動方程式は次式で与えられる．

$$\text{実験供試体： } M_m \ddot{x}_m + C_m \dot{x}_m + K_m x_m = -M_m \ddot{z}_m \quad (3.2)$$

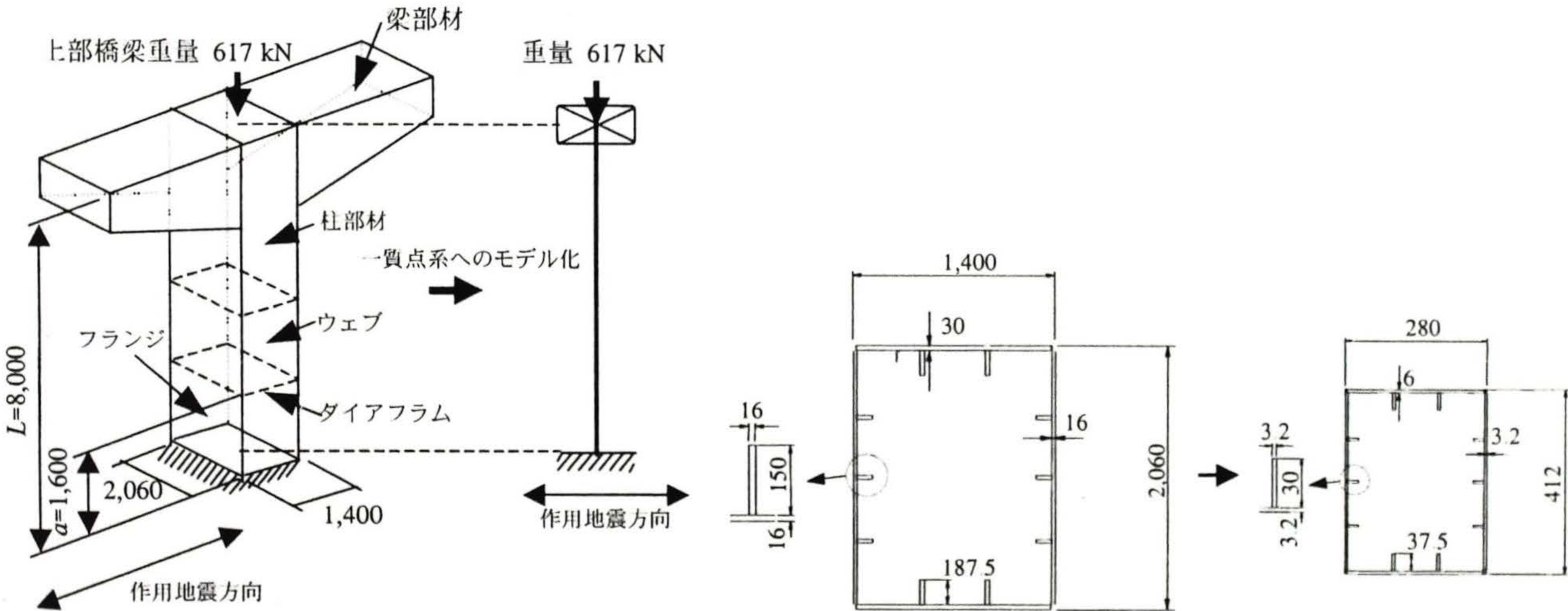
$$\text{対象橋脚柱： } M_p \ddot{x}_p + C_p \dot{x}_p + K_p x_p = -M_p \ddot{z}_p \quad (3.3)$$

ここに、 x , \dot{x} , \ddot{x} , および \ddot{z} は、それぞれ質点における応答水平変位、応答水平速度、および応答水平加速度、ならびに水平地震加速度である。

さらに、時間および寸法に関する縮尺率として S_1 および S_2 を定義すると、対象橋脚柱および実験供試体の運動方程式は、式(3.4)で表される[3.14].

$$M_m \ddot{x}_m + C_m \dot{x}_m + K_m x_m = -\frac{S_1^2}{S_2} M_m \ddot{z}_p = -\frac{M_p \ddot{z}_p}{S_2^2} = -M_m \ddot{z}_m \tag{3.4}$$

図-3.26 に示すように、実験供試体は対象橋脚を 1/5 に縮小しているので、相似則を考慮して、表-3.8 に示すように、入力地震加速度には実地震波を 1/5 倍、および上部構造の質量には対象とする橋脚上部構造の質量を 1/5 倍にそれぞれ、縮小している。ハイブリッド地震応答実験に用いた実験装置は、前述の単調水平変位載荷実験および漸増繰返し水平変位載荷実験と同様である。なお、3.4.1 項で述べたとおり、ハイブリッド地震応答実験には、供試体 HER-1, HER-2 および HER-1R の 3 体の実験供試体を用いた。



(a) 対象橋脚柱 (b) 一質点系振動モデル (c) 対象橋脚の断面 (d) 実験供試体の断面

図-3. 26 想定した橋脚柱の概要と一質点系へのモデル化（寸法単位：mm）

表-3. 8 実験供試体と対象橋脚柱の相似率

寸法に関する縮小率 S_2	入力地震加速度	入力上部構質量	実験供試体の固有振動周期 (s)
5	実地震加速度の 1/5 倍	想定橋脚柱上部構造の質量の 1/5 倍	0.785

(2) 入力地震加速度

実験供試体 HER-1 には、1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震において神戸海洋気象台地盤上で観測・記録された南北方向の地震加速度（以下、JMA 地震波と呼ぶ、最大加速度 818.02 gal, 図-3.27(a) 参照）を、実験供試体 HER-2 には、JR 鷹取駅構内地盤上における南北方向の地震加速度（以下、JR-Takatori 地震波と呼ぶ、最大加速度 641.74 gal, 図-3.27(b)参照）を入力した。これらの地震加速度を対象橋脚に

入力すると、最大の弾性応答加速度は、JMA および JR-Takatori 地震波のそれぞれに対して、1,871, 1,206 gal となり、道路橋示方書・Ⅴ耐震設計編[3.15]で期待する弾性応答加速度である 2,000, 1,750 gal と比較して、それぞれ 93.6, 68.9 %である。

さらに、実験供試体 HER-1 の実験終了後に引き続き、東神戸大橋付近地盤上で観測・記録された南北方向の地震加速度（以下、この実験供試体を HER-1R, 地震波を Higashi 地震波と呼ぶ。最大加速度 325.84 gal, 図-3.27(c)参照）を入力し、補強された橋脚が損傷を受けた後の地震に対する安全性についても考察を加える。

以上の 3 つの地震波はいずれも文献 3.15 に推奨されている地震波である。

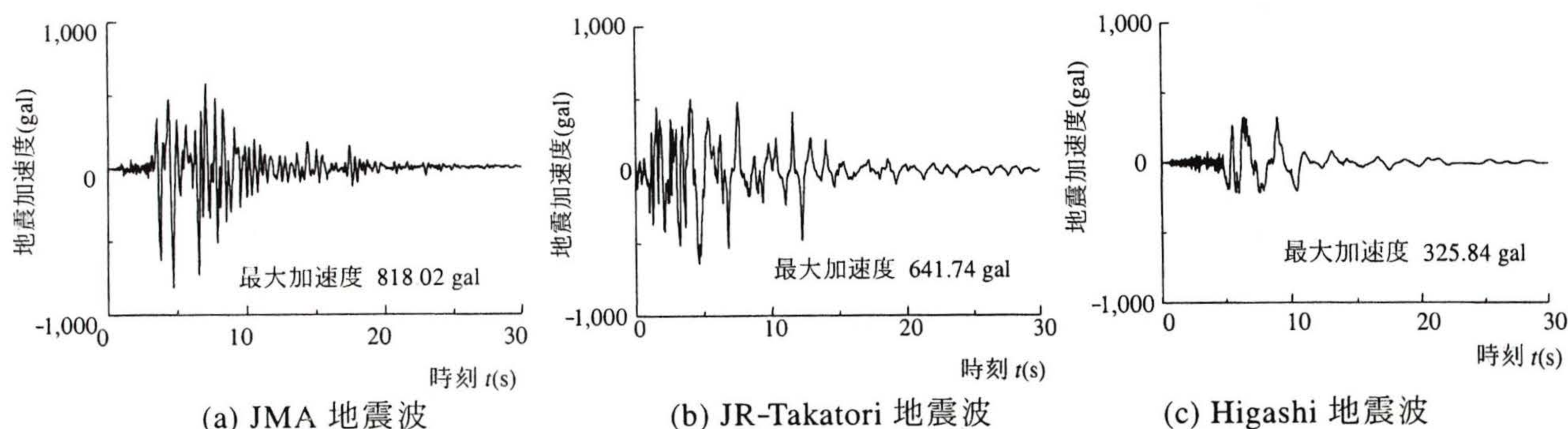


図-3.27 地震加速度の時刻歴

(3) 水平荷重－水平変位曲線

図-3.28 には、各実験供試体の水平変位の時刻歴応答曲線、および水平荷重－水平変位の応答曲線を示す。また、表-3.9 には、実験供試体 HER-1, HER-2 から得られた主な結果を、対象とする実橋脚の応答値に換算してまとめた。なお、表中の最大弾性応答加速度は一質点系の地震応答解析より算出したものである。

図-3.28 および表-3.9 によると、実験供試体 HER-1 には、時刻 $t=4.96$ s において、最大応答変位 4.49 cm（橋脚高さの $1/36$, $\delta_{\max}/\delta_Y=4.4$ ）が発生する。残留変位 δ_R は、0.73 cm（橋脚高さの $1/219$ ）であり、橋脚高さの $1/100$ 以内であることが確認できる。ここで、時刻 $t=7.92$ s において、最大応答加速度 198.92 gal が発生し、この加速度の実橋脚換算値は 995 gal に相当する。

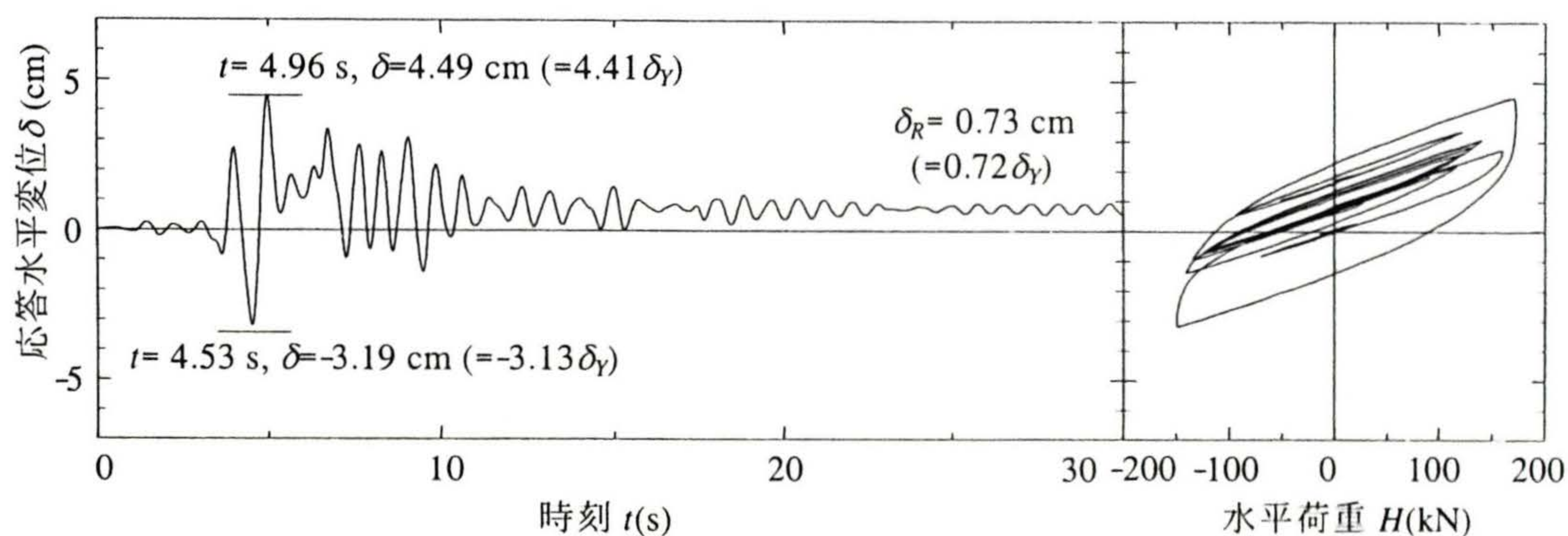
実験供試体 HER-2 には、時刻 $t=4.99$ s において、最大応答変位 6.02 cm（橋脚高さの $1/27$, $\delta_{\max}/\delta_Y=6.0$ ）が発生している。残留変位は、1.63 cm（橋脚高さの $1/98$ ）であり、文献 3.12 で定められている許容値 $1/100$ を若干上まわる。この値は、新設の橋脚に対するものであるが、Ⅱ種地盤上にある既設鋼製橋脚では、変形性能のみでなく強度に対する補強にも配慮する必要があると考えられる。なお、時刻 $t=3.68$ s において、最大応答加速度 172.97 gal が発生し、実橋脚換算値は 865 gal であった。

また、実験供試体 HER-1 の実験終了後に、Higashi 地震波を入力した実験供試体 HER-1R では、時刻 $t=6.61$ s において、最大応答変位 3.19 cm（橋脚高さの $1/50$, $\delta_{\max}/\delta_Y=3.1$ ）が発生する。また、水平荷重－水平変位の応答曲線から判断すると、耐荷力の劣化は確認されず、残留変位は 1.06 cm（橋脚高さの $1/151$ ）であった。なお、いずれの地震波を入力した場合にも、応答変位が、繰返し実験より得られた塑

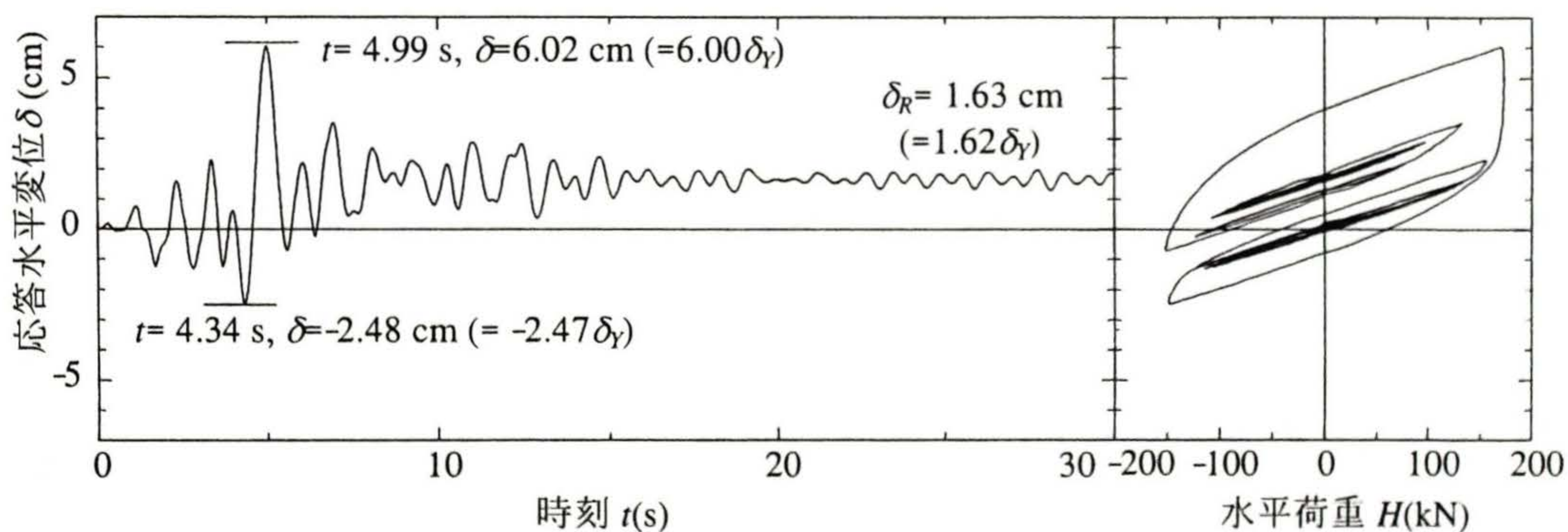
性率 4.41 を上回る回数は 1 回程度であった。

最大応答加速度②の最大入力地震加速度⑤に対する増幅率 $\beta (=② / ⑤)$ は, JMA 地震波の場合 $\beta=1.22$ で, JR-Takatori 地震波の場合 $\beta=1.35$ となった。最大応答加速度②の最大弾性応答加速度①に対する比 $\gamma (=② / ①)$ は, JMA 地震波の場合 0.53, また JR-Takatori 地震波の場合 0.72 となった。これらの値を文献 3.15 で示される次式を用いて, 塑性率 μ_u に換算すると, JMA 地震波の場合 $\mu_u = 2.28$, JR-Takatori 地震波の場合 $\mu_u = 1.46$ となる。

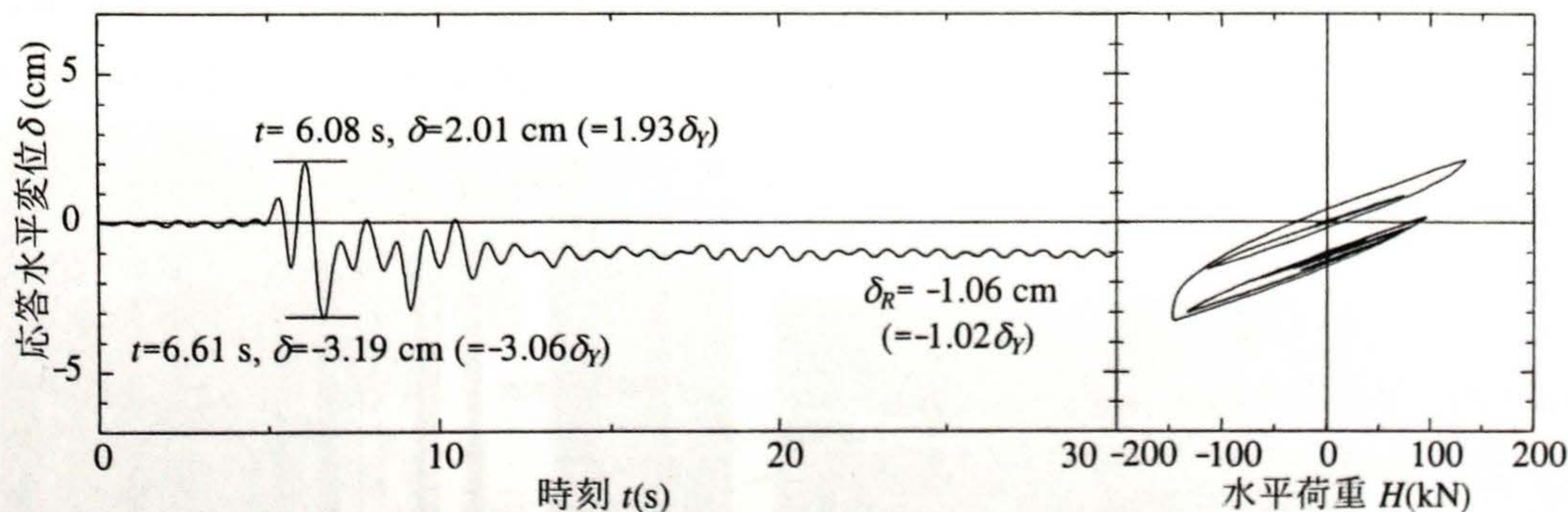
$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{2\mu_u - 1}} \quad (3.5)$$



(a) 実験供試体 HER-1 (JMA 地震波)



(b) 実験供試体 HER-2 (JR-Takatori 地震波)



(c) 実験供試体 HER-1R (Higashi 地震波)

図-3.28 水平変位の時刻歴応答および水平荷重－水平変位の応答曲線

文献 3.15 で期待されている最大弾性応答加速度は, I 種地盤に対して 2,000 gal, II 種地盤に対して 1,750

gal である。本研究で対象とした実橋脚の最大弾性応答加速度は、これらの値に対して JMA 地震波の場合 93.5 %，JR-Takatori 地震波の場合 68.9 %となった。したがって，JR-Takatori 地震波の地震動を用いて最大弾性応答加速度が約 1,750 gal になるように振幅調整を行った地震波を入力すると，最大応答変位，および残留変位はさらに大きくなると考えられる。この地震波は，新設の鋼製橋脚の保有水平耐力照査に用いるものであるが，同様に，II 種地盤上にある既設の鋼製橋脚の耐震補強に関してもこの点を配慮するのが望ましいと考えられる。

表-3.9 ハイブリッド実験の主な結果（実験供試体 HER-1 および HER-2）

入力地震波	実験供試体 HER-1	実験供試体 HER-2
対象橋脚の固有振動周期 (s)	0.785	
①最大弾性応答加速度 (gal)	1,871	1,206
②ハイブリッド実験における最大応答加速度 (gal)	995	865
③ハイブリッド実験における最大応答変位 (cm)	22.45 (=4.41 δ_y)	30.12 (=6.00 δ_y)
④ハイブリッド実験における残留変位 (cm)	3.65	8.15
⑤入力地震加速度の最大値 (gal)	818	641
$\gamma = \text{②} / \text{①}$	0.53	0.72
$\text{③} / L$	1/36	1/27
$\text{④} / L$	1/219	1/98
$\beta = \text{②} / \text{⑤}$	1.22	1.35

(4) 補剛板パネルの損傷状況

図-3.29 には，実験中の補剛板パネルの局部座屈波形を調べるため，実験供試体の下端から高さ 157 mm の断面に設置した変位計による測定結果を示す。変位計は，荷重の負側（設置状態での下面）に設置しているので，応答変位の時刻歴から，水平変位の負側の代表的なピーク変位発生時における測定データを用いてプロットしている。

図-3.29 によると，JMA 地震波および JR-Takatori 地震波を入力した場合，補剛板パネル全体の座屈波形および補強縦補剛材間のサブ補剛板パネルの局部座屈波形が発生している。これらの局部座屈波形は，応答水平変位の大きさに比例して顕著に現れる。実験供試体 HER-1 の終了後に Higashi 地震波を入力した供試体 HER-1R では，1 回目の地震波入力によって後述の図-3.30(a)に示すとおり損傷を受けているため，同図(c)に示すように縦補剛材を節とした座屈変形がさらに顕著に現れていることが確認できる。

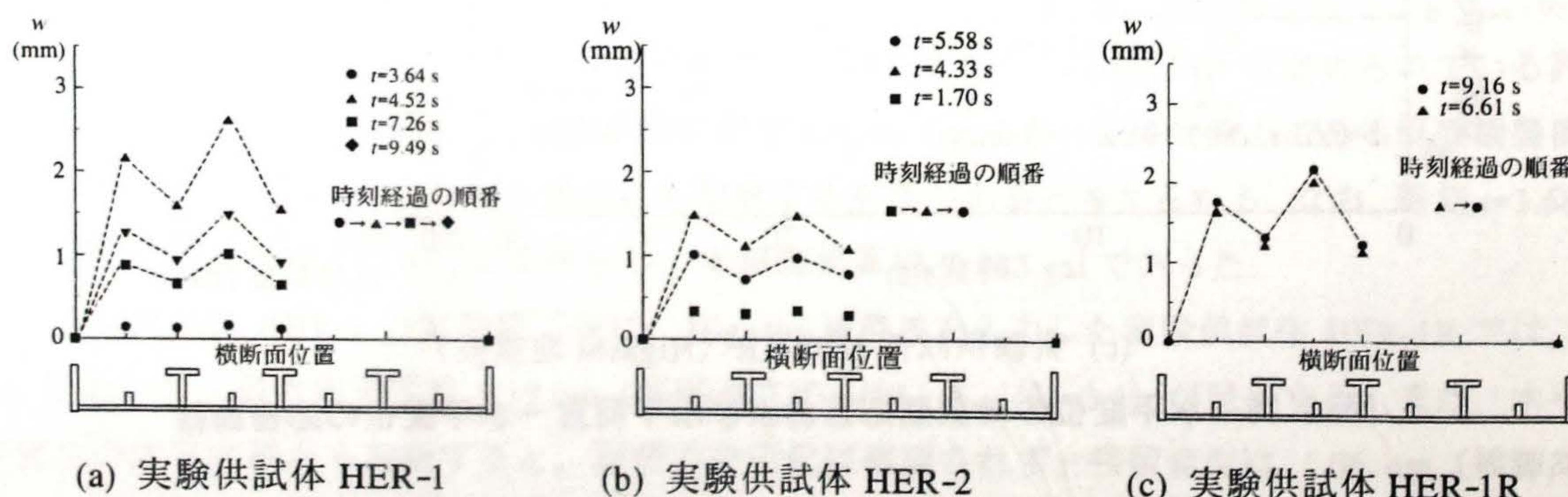


図-3.29 載荷中のフランジプレート横断面方向のたわみ波形

図-3.30 には、実験終了後の実験供試体 HER-1, HER-2 の最大応答時に圧縮力を受けた補剛板パネルの残留変形の計測結果を示す。

いずれの実験供試体においても、補剛板パネル全体の座屈および補強縦補剛材間のサブ補剛板パネルの座屈の発生が確認できた。補剛板パネルの最大残留たわみの大きさは、実験供試体 HER-1 では、下端からの高さ 10.6 cm 位置において 4.7 mm であり、地震荷重によりほとんど損傷を受けておらず、供試体 HER-1R においてもその値はほぼ同様であった。一方、 $6\delta_y$ を超える最大応答変位が作用した供試体 HER-2 の補剛板パネルの最大残留たわみの大きさは、高さ 16 cm 位置において 7.4 mm 程度の補剛板パネル全体の座屈変形が発生している。

図-3.31 には、実験後の実験供試体内部の補強縦補剛材および増設縦補剛材端部の損傷状況を観察するためにガス切断した実験供試体 HER-2 のエンドキャップ近傍の写真を示す。実験供試体 HER-2 の下端ダイアフラムと補強縦補剛材の補強フランジとの間のエンドキャップにおいて、ダイアフラムの上下で図-3.31(b)、図-3.32 に示すような縦補剛材に局所的な横ねじれ座屈の発生が認められた。実験供試体 HER-1R では、ダイアフラム付近の補強縦補剛材には、漸増繰返し水平変位載荷実験で見られた局部座屈変形などの損傷は明確には認められなかった。

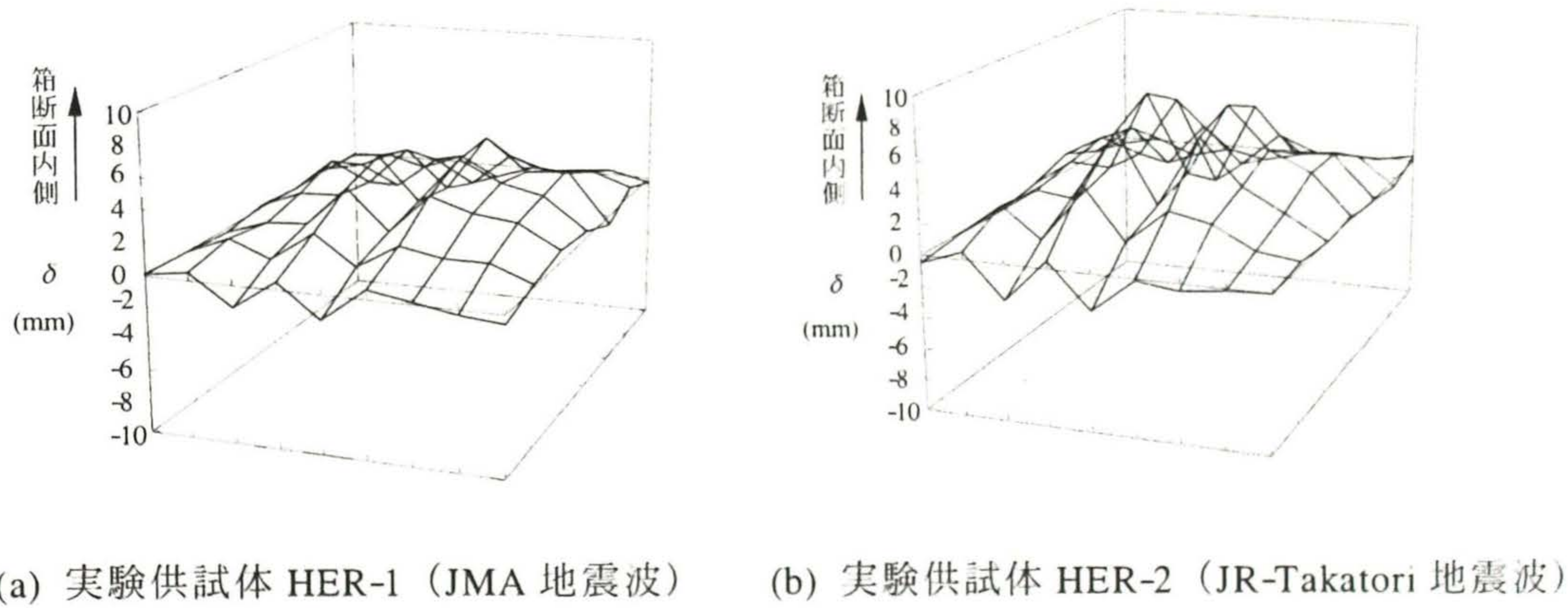


図-3. 30 実験後の残留座屈たわみ波形（寸法単位：mm）

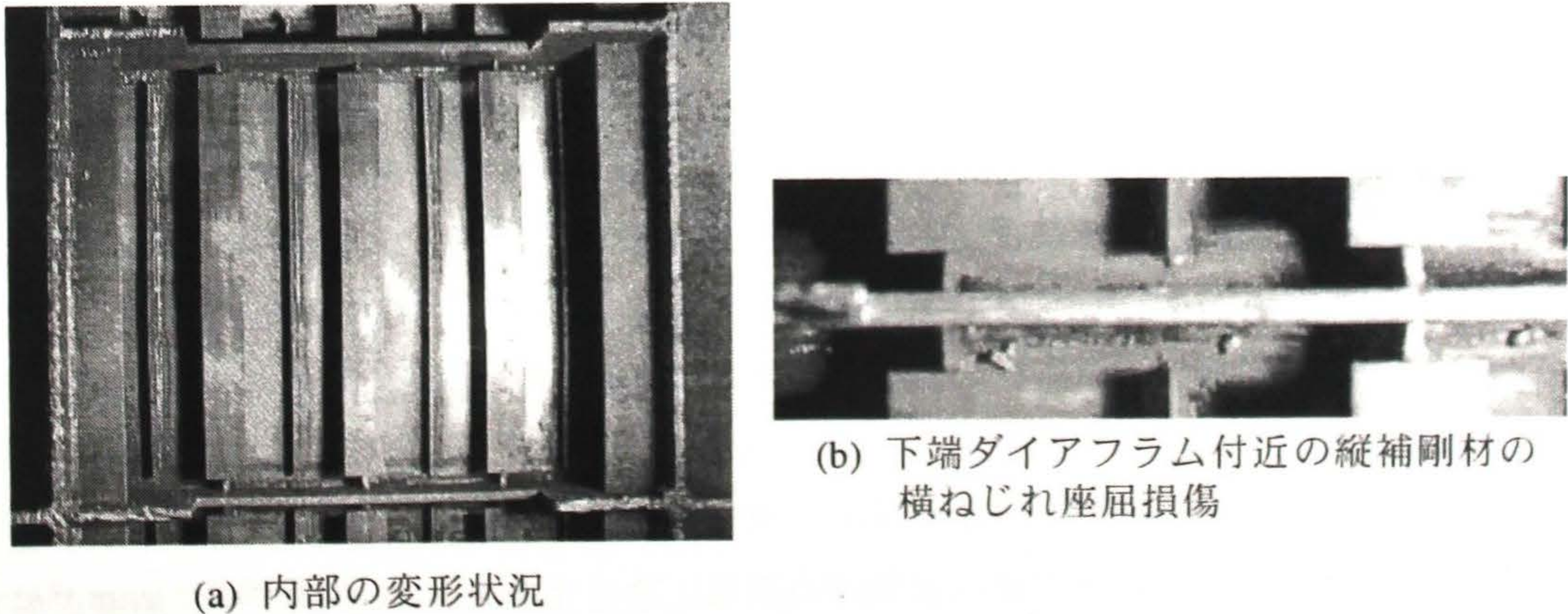


図-3. 31 実験終了後の内部の損傷状況（実験供試体 HER-2）

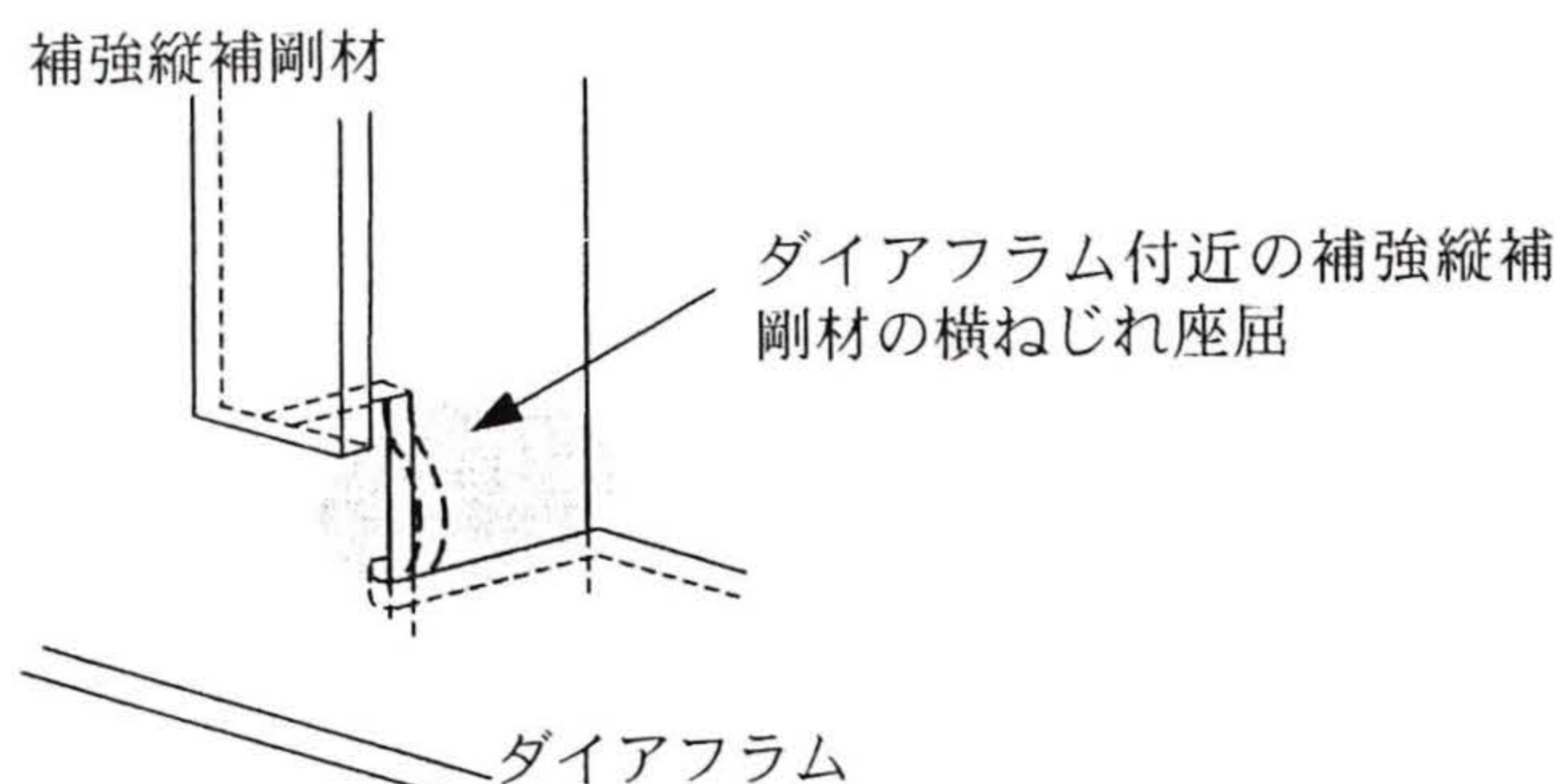


図-3.32 エンドギャップの損傷の概略（実験供試体 HER-2）

(5) エネルギー一定則に関する考察

道路橋示方書・Ⅴ耐震設計編[3.16]に規定されているニューマークのエネルギー一定則にもとづいて、実験結果を考察する。エネルギー一定則に従う設計法では、一質点系構造物の弾塑性応答において、弾性応答エネルギーと弾塑性応答エネルギーとが等しくなると仮定される。図-3.33(a)には、JR-Takatori 地震波を作用させた供試体 HER-2 の実験結果にエネルギー一定則を適用した結果を示す。同図において、エネルギー一定則にしたがうと、構造物が弾性挙動すると仮定したときに得られる水平荷重－水平変位関係（直線①）、および最大弾性応答加速度から決まる点 A からの鉛直線 AB、ならびに変位軸とで囲まれた面積（△OAB）と、ハイブリッド実験より得られた包絡線（曲線②）、および鉛直線 UD、ならびに変位軸とで囲まれた面積（図形 OUD）とが等しくなるような点 D が、構造物の近似的な最大応答変位として与えられる。

ところで、実験供試体は震度法にもとづき、設計水平震度を 0.3 として設計した。このとき、水平荷重 $0.3N$ （設計水平震度×作用軸方向圧縮力）は $H/H_Y=0.788$ に相当する。すなわち、地震応答加速度 294 gal（ $=0.3 \times 980$ gal）と $H/H_Y=0.788$ とが対応する。この関係を用いて、図-3.33 には、応答加速度の縦軸を追加している。一質点系の弾性応答解析より求めた最大応答地震加速度は、JR-Takatori 地震波の場合 1,205 gal である。これに対応する応答変位をエネルギー一定則にしたがって求めると $\delta=3.838 \delta_Y$ となり、ハイブリッド実験結果から得られた最大応答変位 $\delta=6.0 \delta_Y$ の 64 % の値である。一方、ハイブリッド地震応答実験より求めた最大応答変位に対応する弾性応答加速度は、図-3.33 の加速度－水平変位曲線から 1,422 gal となる。この値は、一質点系の応答解析より得られた最大弾性応答加速度 1,206 gal の 118 % となる。以上から、JR-Takatori 地震波を用いた場合は、エネルギー一定則によると相当に危険側の最大応答変位を求めていることがわかる。

図-3.33(b)には、JMA 地震波を作用させた実験供試体 HER-1 の実験結果にエネルギー一定則を適用した結果を示す。この場合には、エネルギー一定則を適用すると、ハイブリッド地震応答実験より得られた最大応答変位を大きく上回る著しく安全側の最大応答変位を推定している。したがって、エネルギー一定則によって耐震性が照査された既設の鋼製橋脚では、地震時の最大応答変位の推定値と実際の橋脚の応答変位とが異なることが予想される。

さらに、ハイブリッド地震応答実験、漸増繰返し水平変位載荷実験、および単調漸増水平変位載荷実験から得られた水平荷重－水平変位曲線の包絡線の関係に着目すると、ハイブリッド地震応答実験から得られた最大強度が最大となり、単調漸増水平変位載荷実験から得られた最大強度が最小となる。すな

わち、地震荷重が作用する場合等、ある一方向に変位しながら大きく振動するような場合には、移動硬化現象と繰返し硬化現象がともに発生し、変位した方向に対して最大強度が最も大きくなると考えられる。

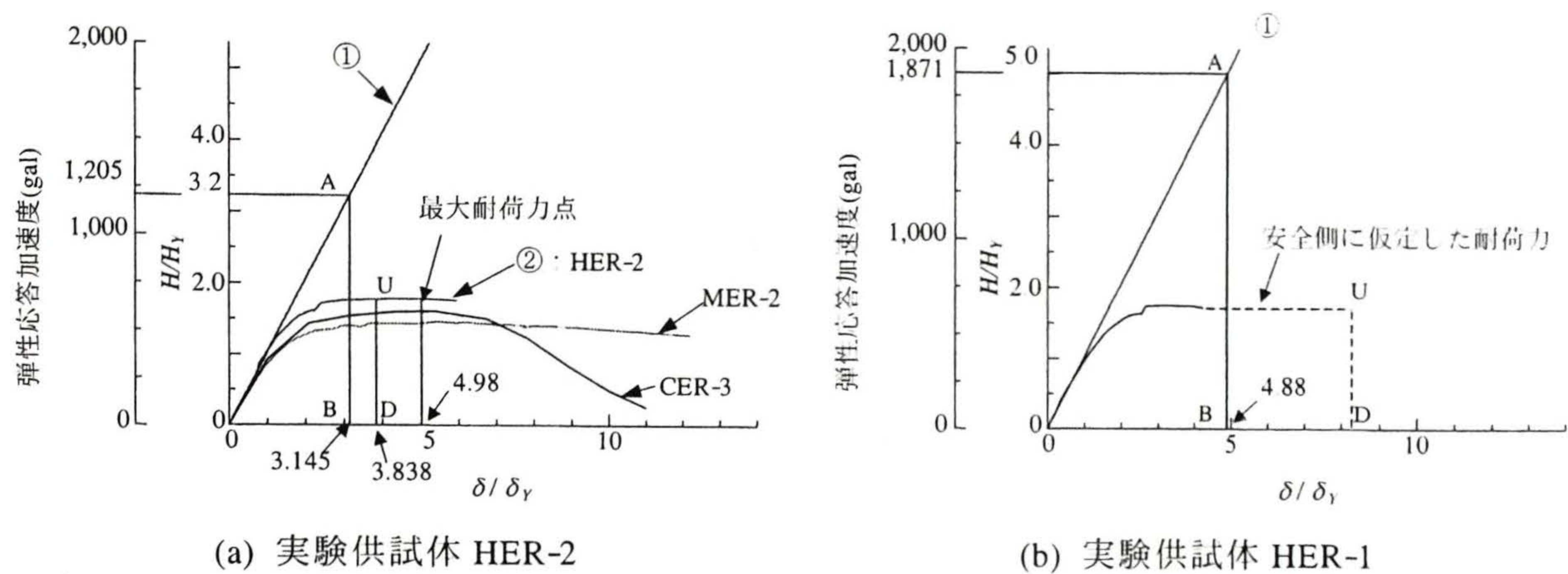


図-3.33 加速度－水平変位曲線

3.6 弾塑性有限変位解析による補強フランジ接合における高力ボルト間隔の検討

エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する補強方法を実橋脚の補剛板パネルに適用する場合、供用下の部材への補強部材の取り付け作業を考慮して、既存の縦補剛材を補強する補強フランジは、既存の縦補剛材の先端に1組の山型アングル材をボルト接合により設置する方法がとられる。この際、補強フランジを接合するための高力ボルトの設置間隔は、適切な方法が提案されていないため、道路橋示方書・II 鋼橋編[3.17]の「10.7 ポニートラス」で示されている横力の考え方に準じて決定され、約10 cmとされている。本節では、補強フランジをボルト接合により取り付ける際の合理的なボルト間隔の決定法の提案を目的として、弾塑性有限変位解析を実施した。なお、解析には板要素のための弾塑性有限変位解析プログラムUSSP[3.18]を用いた。また、補強された縦補剛材は、既存の縦補剛材が2つの山形アングル材により挟み込まれた構造のため、補強後の縦補剛材には横ねじれ座屈は発生しないと想定できるので、高力ボルト設置位置に作用するせん断力に着目して高力ボルト間隔を決定する。

(1) 解析モデルの設定

図-3.34に示すように、文献3.19にある阪神高速道路公団の北港西北出P-2でのSec2-②の実補剛板パネルを柱解析モデルへとモデル化し、解析対象とした。解析モデルの有限要素の分割状況を図-3.35に、解析における境界辺、および面での境界条件を表-3.10に示す。

初期たわみには、補剛板パネル全体および補強縦補剛材間のサブ補剛板パネルのそれぞれに不利となるように2つの初期たわみ波形を重ね合わせたものを導入した。ここで、それぞれの最大値は、道路橋示方書の製作基準に準じ、補剛板パネル全体の初期たわみの最大値を $w_{0,max} = a/1,000$ 、また、板パネルの初期たわみの最大値を $v_{0,max} = b/150$ とした。ここに、 a は横補剛材間隔(=2,500 mm)、 b は補強縦補剛材間隔(=500 mm)である。

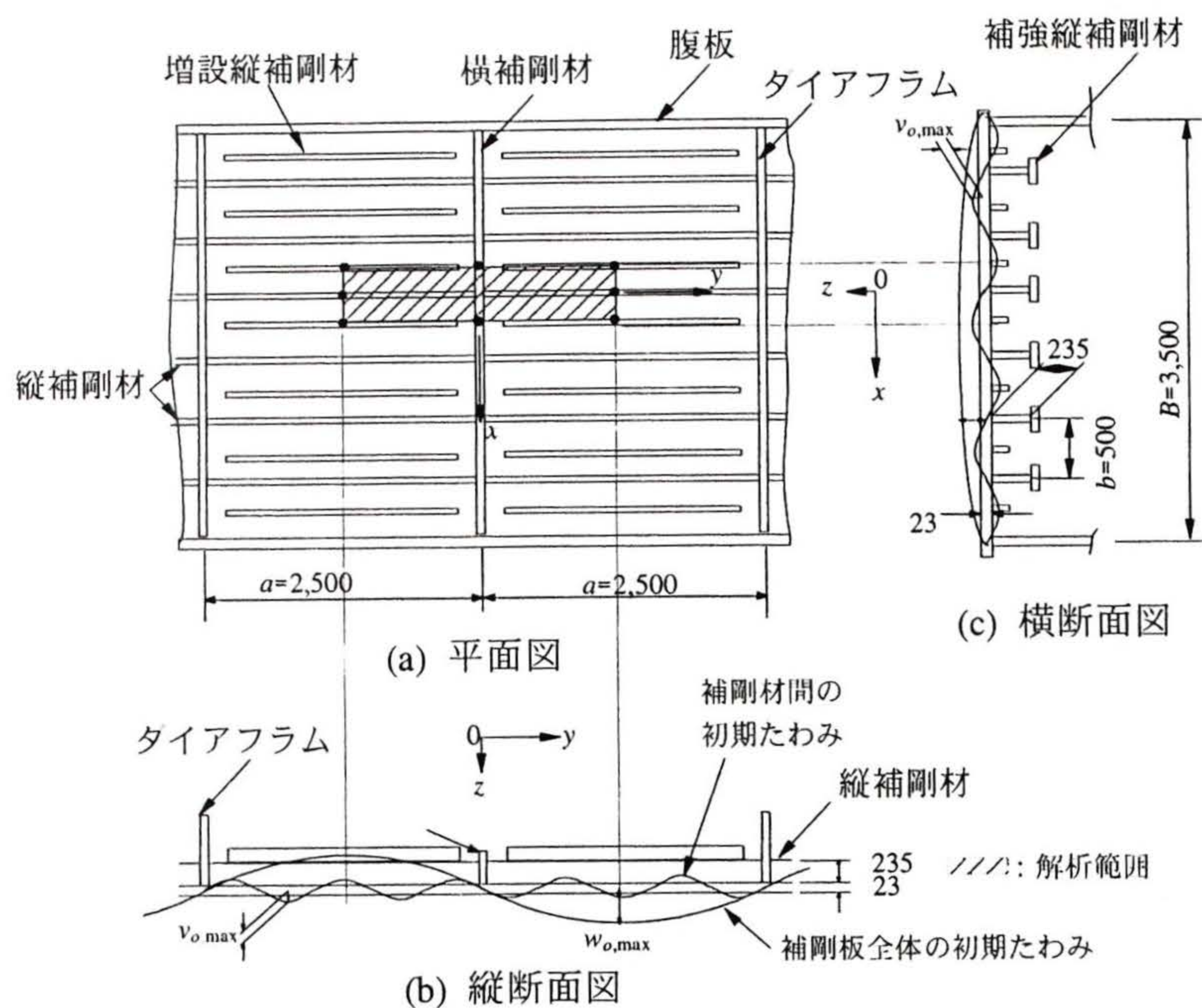


図-3.34 解析モデルと解析対象範囲（寸法単位：mm）

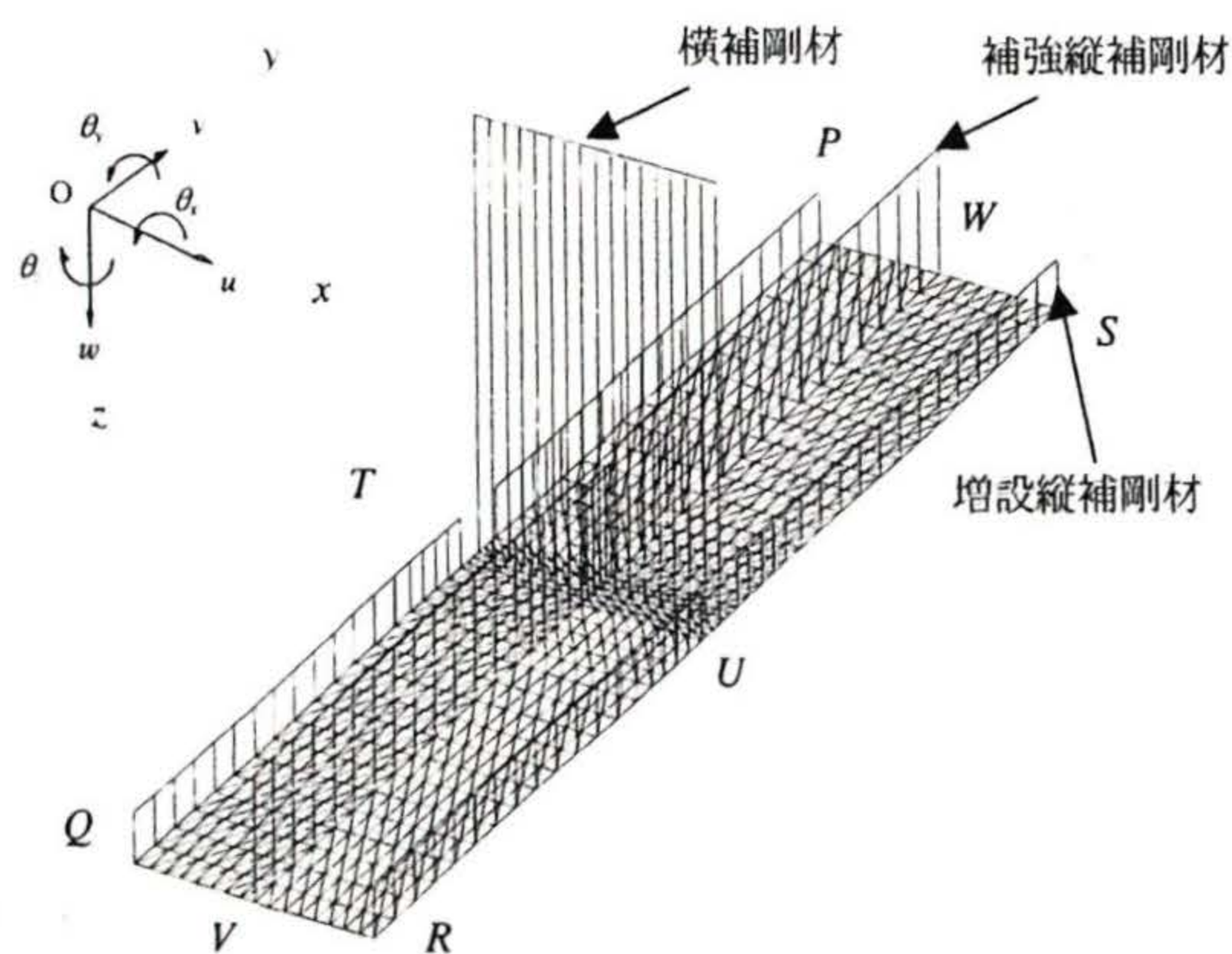
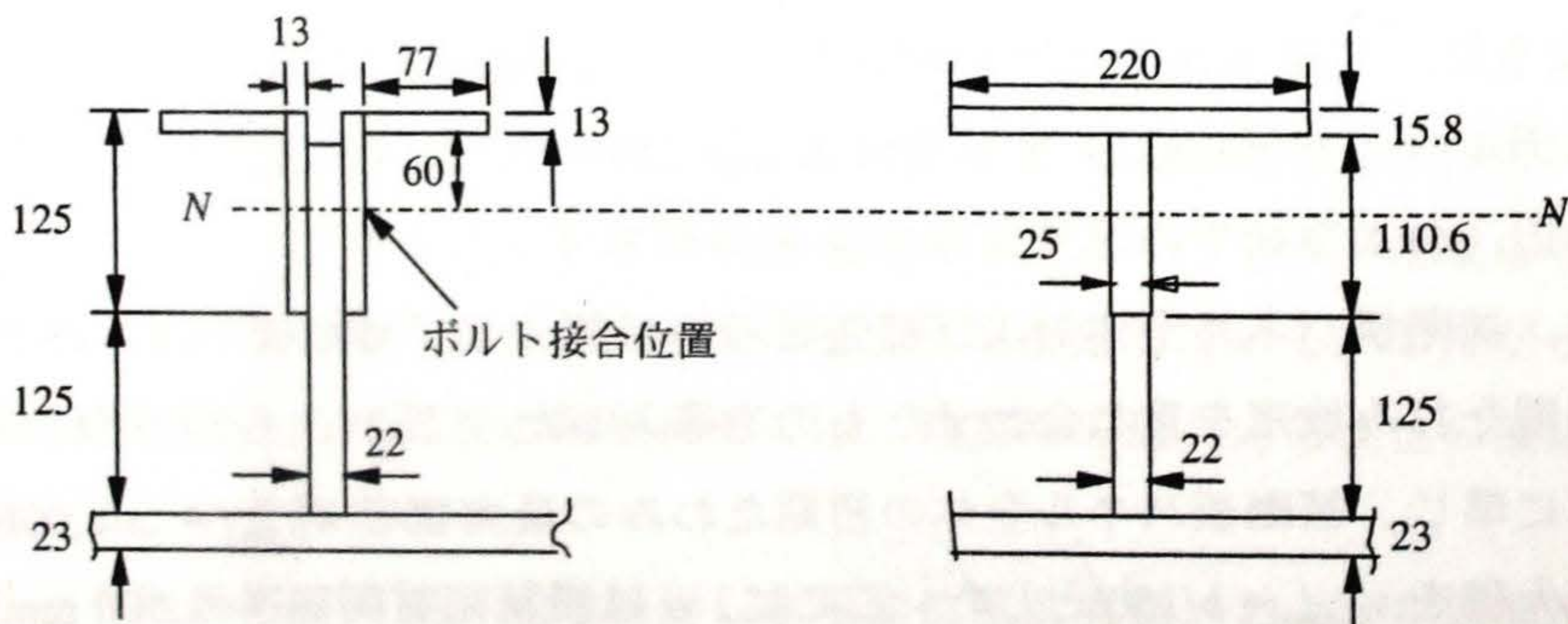


図-3.35 有限要素の分割状況

表-3.10 境界条件の設定

拘束位置	境界条件	拘束位置	境界条件
面 PQRS	$\theta_z=0$	辺 RS	$u=0, \theta_y=\theta_z=0$
辺 PS	$\theta_x=\theta_z=0$	辺 TU	$v=w=0, \theta_y=\theta_z=0$
辺 PQ	$u=0, \theta_y=\theta_z=0$	辺 VW	$\theta_z=0$
辺 QR	$\theta_x=\theta_z=0$		



(a) 実橋脚における補強縦補剛材 (b) USSP で用いる縦補剛材モデル

図-3.36 縦補剛材の解析モデル化（寸法単位：mm）

表-3.11 補強縦補剛材の断面二次モーメントおよび断面積の比較

比較項目	縦補剛材	実際の補強縦補剛材	USSP で用いる 縦補剛材モデル	誤差 (%)
断面二次モーメント (cm ⁴)		3.264 × 10 ⁴	3.356 × 10 ⁴	2.79
断面積 (cm ²)		103.12	104.67	1.50

解析プログラム USSP では、供用下の既設縦補剛材に増設補強フランジを高力ボルトによって接合する状態をそのまま再現してモデル化することが難しい。そこで、図-3.36(a)に示す補強縦補剛材を、同図(b)のような T 字形の縦補剛材に置換してモデル化した。モデル化に伴う誤差をなくするため、

表-3.11 に示すように、縦補剛材の付根まわりの断面二次モーメント、および補強縦補剛材を含む縦補剛材の全断面積の誤差ができるだけ小さくなるような断面形状を採用した。補強部材の両端部には、縦補剛材板厚の約 3.3 倍のエンドギャップを設定した。

(2) 弾塑性有限変位解析による解析結果と合理的な高力ボルトの間隔についての考察

図-3.37 には、軸方向圧縮力 P/P_{YSA} - 軸方向平均ひずみ $\bar{\epsilon}/\epsilon_Y$ 曲線を示す。同図において、 $\bar{\epsilon}$ は単位長さ当たりの軸方向平均ひずみ ($=u_0/a$, u_0 : 荷重載荷長の軸方向縮み, および a : 解析モデルの長さで横補剛材間隔), ϵ_Y は降伏ひずみ ($=\sigma_Y/E=355/2.0 \times 10^5=0.001775$) である。また P_{YSA} は、解析モデルのエンドギャップ断面における全塑性軸方向力である。同図によると、対象とした補剛板パネルの最大軸方向圧縮力 P_u は、 P_{YSA} の 8 % 程度上昇していることがわかる。

図-3.38 には、縦補剛材の高力ボルトによる接合位置での単位長さ当たりのせん断力 S_H の分布を、代表的な荷重パラメータごとに示す。縦軸は単位長さ当たりのせん断力 S_H , 横軸は縦補剛材の位置を示す。同図によると、単位長さ当たりのせん断応力 S_H は補強フランジの端部付近で集中的に大きくなり $P/P_{YSA}=0.6$ のとき最大となる。一方、縦補剛材の中央部では相当に小さい。

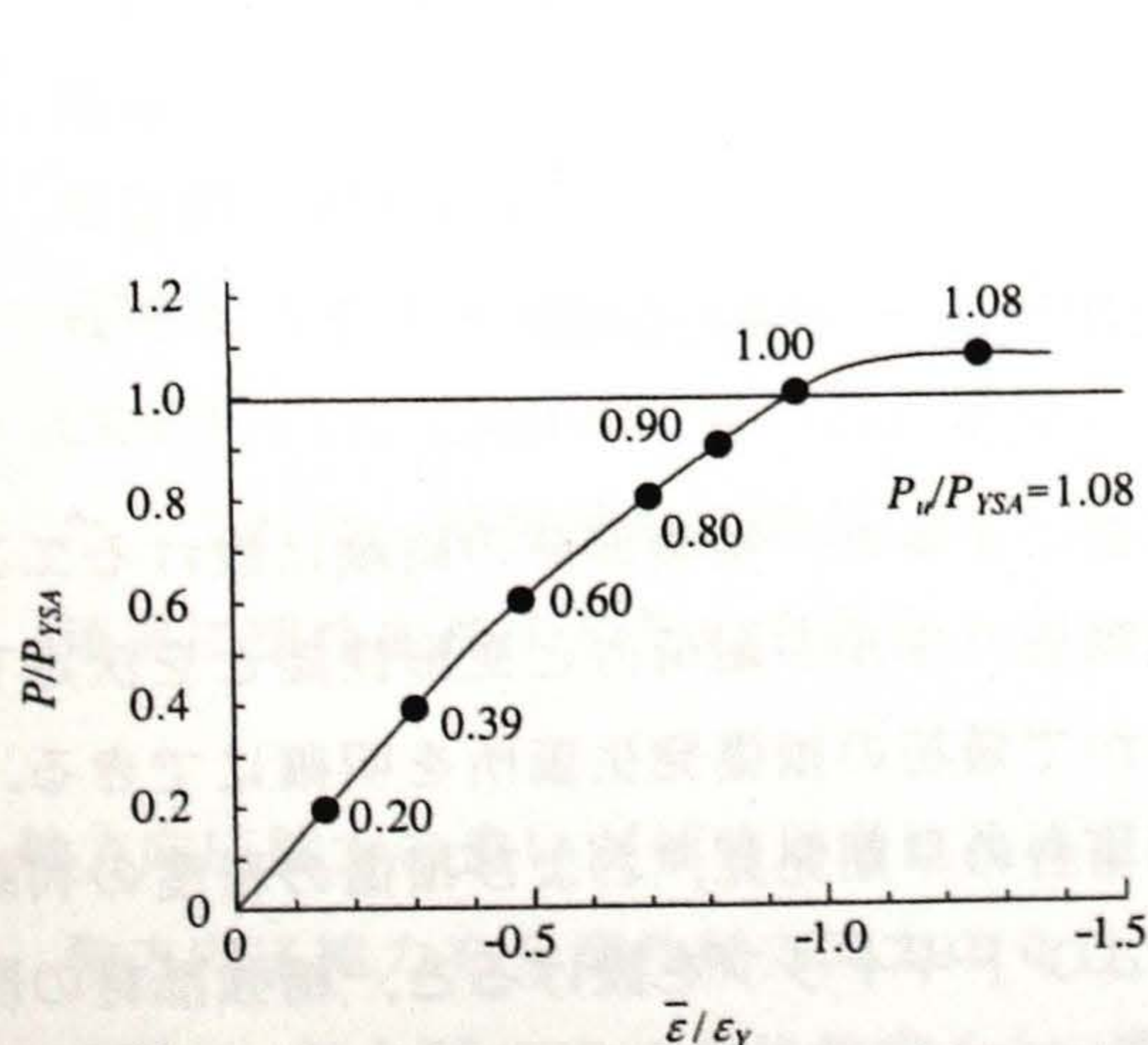


図-3.37 軸方向圧縮力－軸方向平均ひずみ関係

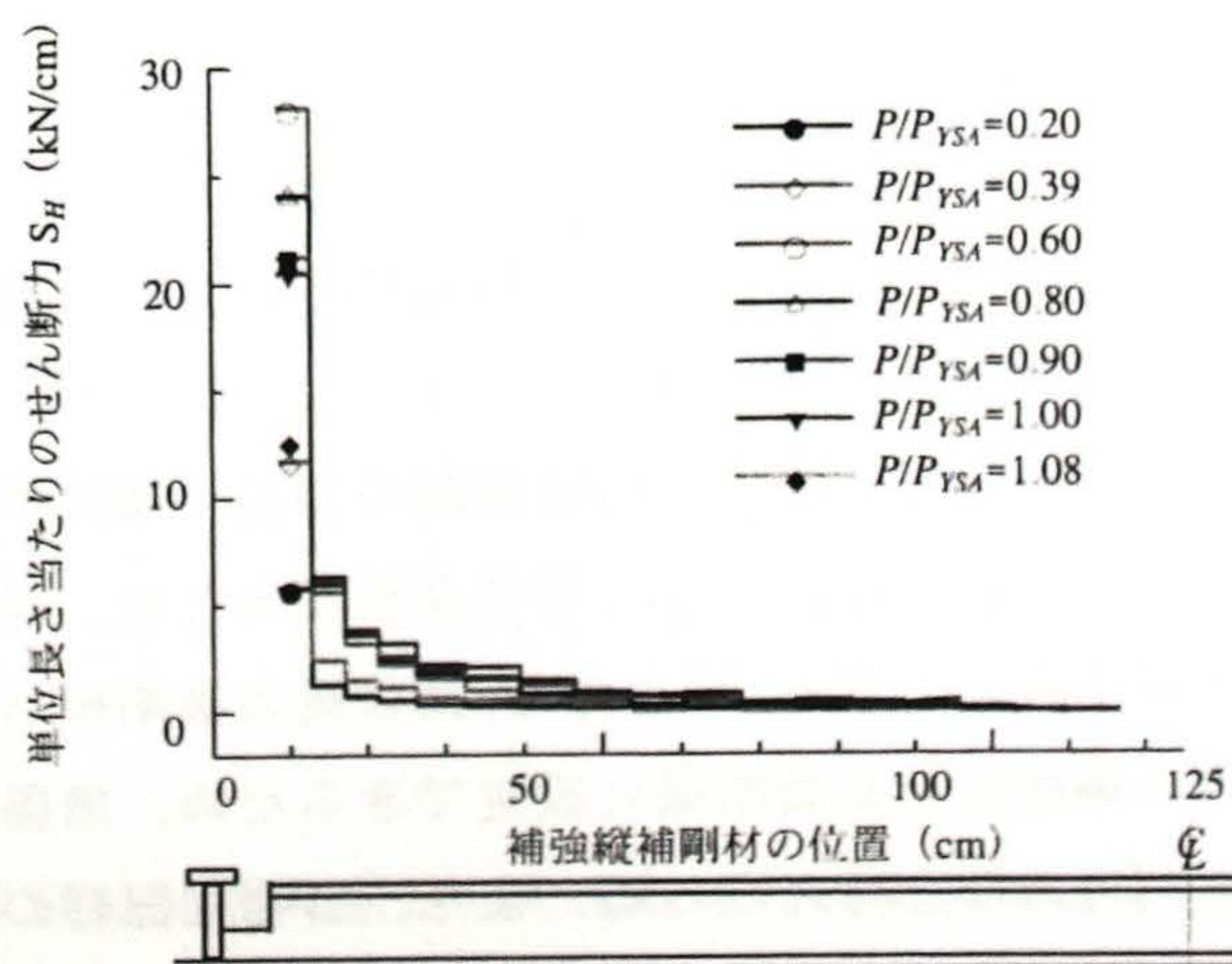


図-3.38 単位長さ当たりのせん断力

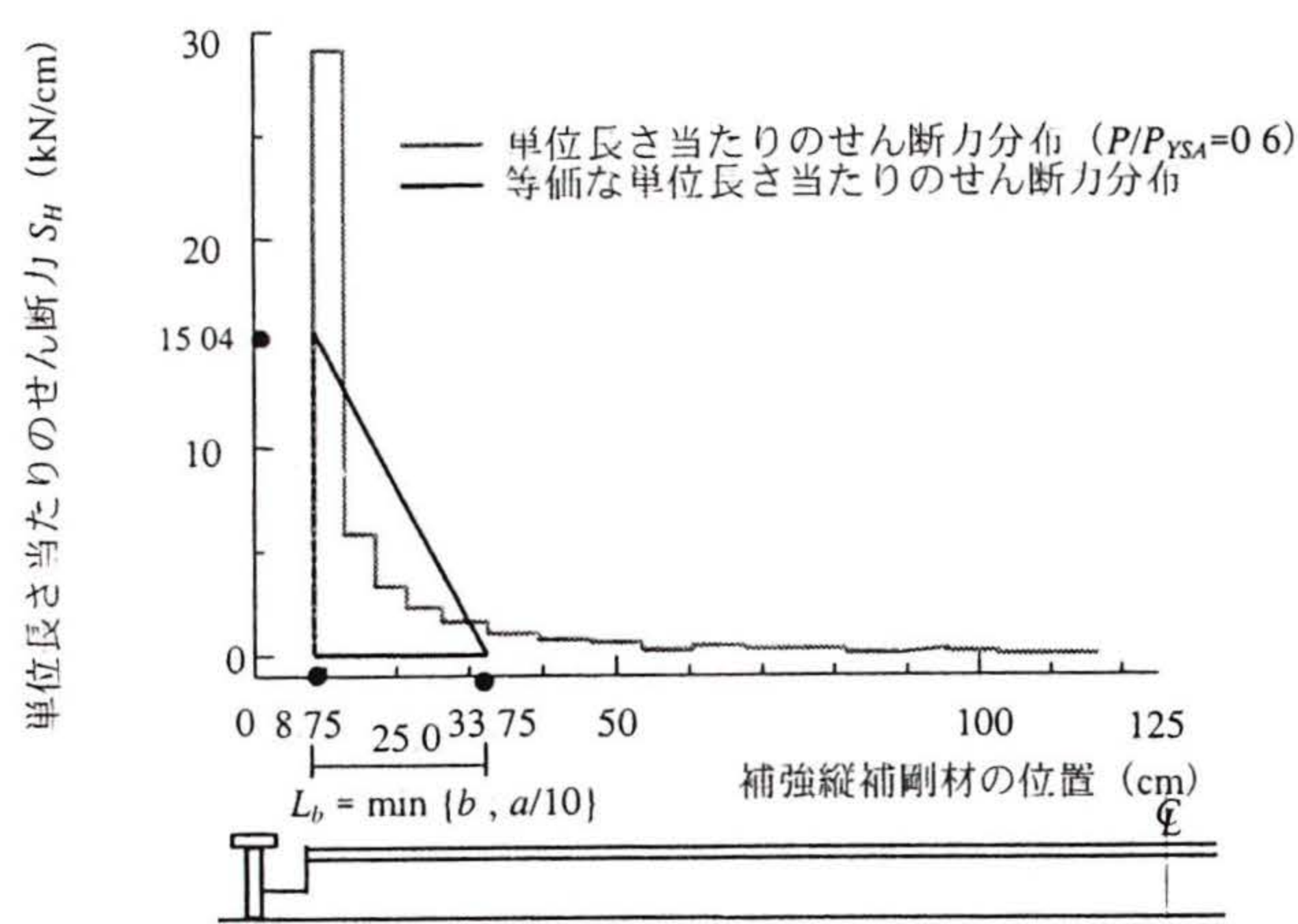


図-3.39 三角形分布への置換

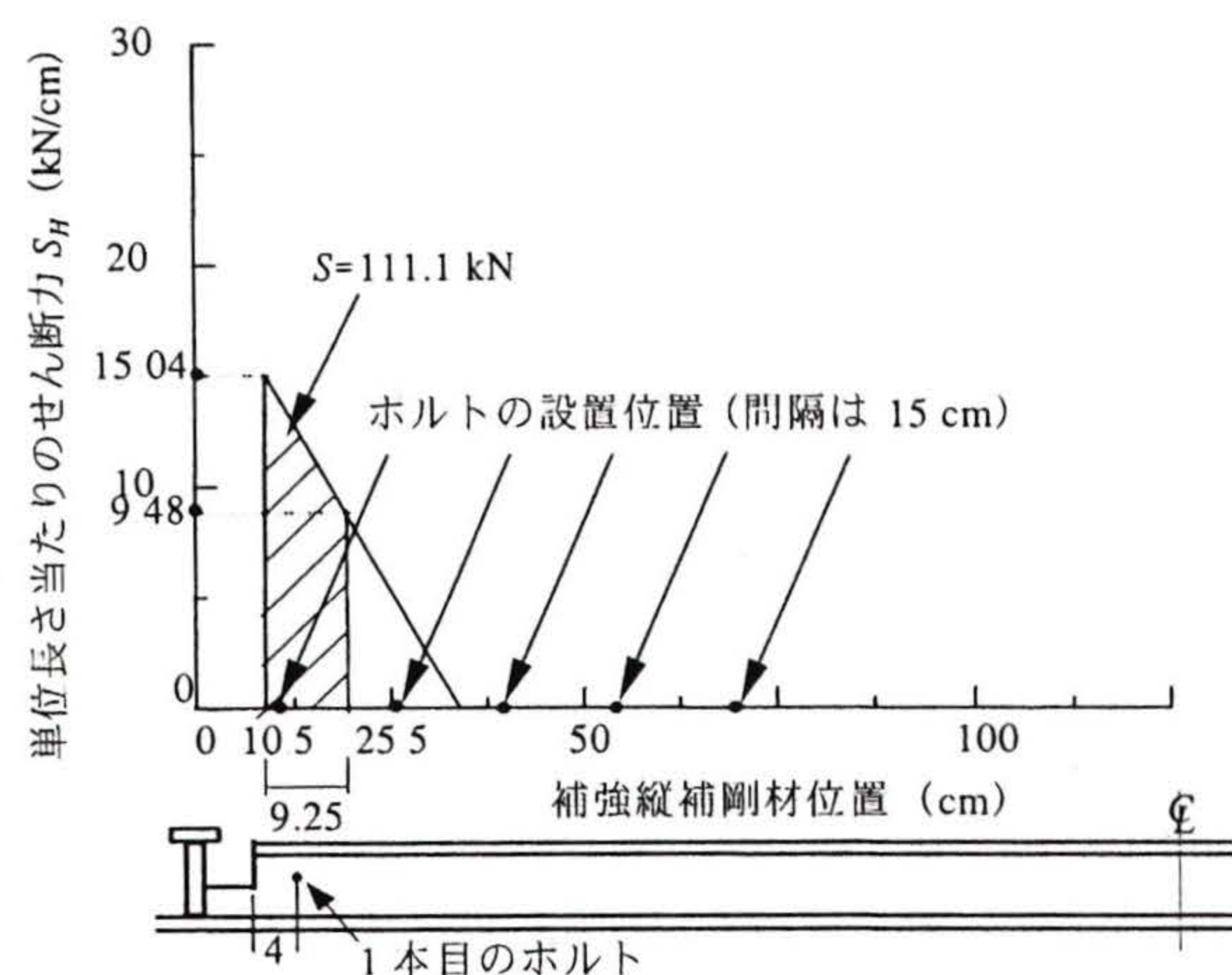


図-3.40 高力ボルトの設置位置

補強縦補剛材の端部付近における極めて集中的な単位長さ当たりのせん断力 S_H は、端部の数本の高力ボルトで分担される。そこで、図-3.38 の S_H の分布を、道路橋示方書・II 鋼橋編[3.17]の「スタッド・ジベルに作用するせん断力分布の理想化」を参考にして、図-3.39 に示す三角形の分布形状に理想化した。ただし、図中の高力ボルトの設置間隔 L_b は、縦補剛材間隔 b あるいは横補剛材間隔 a の 10 分の 1 かどちらか小さい方であり、対象とした補剛板では、 $L_b = 250/10 = 25$ cm となる。

$$L_b = \min \{ b ; a/10 \} \quad (3.6)$$

図-3.40 に示すように、1 本目の高力ボルト (M22) を、縦補剛材の補強フランジの端部から最小縁端距離 4.0 cm の位置に設定する。そして、高力ボルト (2 面せん断) を最大中心間隔 15 cm ピッチに配置する。すると、同図から最も厳しい 1 本目のボルトに作用するせん断力は $S=111.1$ kN となり、地震荷重に対する高力ボルトの許容力 $\rho_{ae}=1.5 \times 96=144$ kN と比較すると、 $S < \rho_{ae}$ の関係が得られるため、高力ボルトの設置間隔は最大中心間隔 15 cm で良いことが確認できた。ここで、補強部材を接合する高力ボルトには、地震時にのみ荷重が作用することから、地震時の許容応力度の割増し係数 1.5 を乗じている。

以上から、現在採用されているボルトの間隔 10 cm は、若干、安全側であることを確認した。

3.7 エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する耐震性向上方法の評価

エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する耐震工法によると、補強部材の両端に設けるエンドギャップの鋼板が先行して塑性変形するため、補強後の補剛板パネルの耐荷力と変形性能とを決定する断面が明確にできる。すなわち、補強後の補剛板パネルのなかで最初の損傷発生箇所を明確にできる。地上部の鋼断面を制御断面に設定できるため、損傷を受けた場合の早期発見、および損傷の程度の判断には有利であると考えられる。また、各補強部材の両端部にエンドギャップを設けると、補強部材の既存の補剛板構造への取り付け作業等の補強工事の施工を容易にする上でも、有利であると考えられる。設計条件等の制約で、著しい重量の増加を伴う補強工法や、寸法の大きい補強部材の搬入が必要であっ

たり供用下での施工が困難な補強方法は適用し難い場合には、縦補剛材を追加・補強する補強方法のように、箱断面内側から施工が可能で、かつ小片の部材を使用する耐震補強方法が有利である。ただし、補強部材の材片が多く、橋脚内部での作業工程も多いため、施工面・経済面で改善の余地が多いと考えられる。

3.8 まとめ

本章では、エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する圧縮補剛板の補強方法を、既設の鋼製橋脚の補剛板に適用した。これは、アンカー部の耐荷力に余剰が見込めない場合、補強後の耐荷力の上昇をできるだけ低減し、アンカー部の損傷発生を防止できる耐震補強方法を採用する必要があるためである。その補強効果を漸増繰返し水平変位載荷実験、およびハイブリッド地震応答実験により検討した。

得られた主な結果は以下のとおりである。

- a. エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する補強法の繰返し荷重下での補強効果
 - i) 軸方向圧縮力の比 N/N_{PS} が 0.11 の鋼製橋脚を想定した箱形断面柱形式の実験供試体 CEO-1（塑性率 $\mu_u = 2.17$, $\mu_{95} = 3.99$ ）に対して、エンドギャップを設ける縦補剛材補強・追加工法を実施すると、耐荷力上昇を補強前の 20 % 程度（ $\beta_1 = 1.21$ ）にとどめ、塑性率を 4.41（ $\mu_{95} = 6.61$ ）まで改善できる。コンクリート充填補強を行った実験供試体 CCO-1 の強度上昇率 β_1 は 1.64 であり、エンドギャップを設ける方法はコンクリートを充填する場合に比べて、補強後の耐荷力を低減できる効果が著しい。
 - ii) 一方向に水平変位を漸増させた実験供試体 MER-2 では、 δ/δ_y が 3 程度においても、補剛板パネルには著しい座屈変形が発生せず、載荷変位が大きくなると局部座屈波形の進展が見られる。補剛板パネルのたわみ量は、繰返し荷重を作用させる場合よりも小さいことを示した。
 - iii) 補強を行なったいずれの実験供試体でも、補強フランジ、および増設縦補剛材の両端に設けたエンドギャップにはじめに塑性変形が発生し、この塑性変形によりエネルギーを吸収できる。補剛板パネルの変形は、補剛板パネル全体がたわむ変形モードから、縦補剛材を節とする変形モードへと改善され、補剛板パネル全体のたわみ量も小さくなる。
 - iv) 座屈パラメータに関する制限値を満足する実験供試体 CNO-6 は、 R_s の値を除いて CER-3 とほぼ同様な値の座屈に関するパラメータを有しているため、縦補剛材を追加・補強する方法により既存の補剛板パネルを補強するが、エンドギャップを設けずに連続化する場合に相当する。実験供試体 CER-3 では、CNO-6 に見られた耐荷力の著しい上昇、および柱基部での鋼材の割れは発生しなかった。これは、補強部材の端部にエンドギャップを設置し、この部分がほかの部分よりも先行して、確実に塑性変形するためである。
- b. 軸方向圧縮力の違いが補強効果に及ぼす影響
 - i) 軸方向圧縮力を全塑性軸方向力の 0.11, 0.18, および 0.30 倍に設定したそれぞれの実験供試体 CER-3, CER-4, および CER-5 を比較すると、塑性率 μ_u はそれぞれ、4.41, 3.79, および 3.04, 強度上昇率 β_1 はそれぞれ 1.21, 1.27, および 1.29 となり、軸方向圧縮力の比が増加すると、耐荷力は上昇するが

塑性率は低下する傾向を示す。

- ii) 実験供試体 CER-3 と CER-4 では、 μ_{95} の値はほぼ同様であり、柱部材に作用する軸方向圧縮力が降伏応力の 0.2 倍程度以下であれば、エンドギャップを設ける補強法により十分な補強効果が得られる。

c. ハイブリッド地震応答実験により得られた結果

- i) 実験供試体 HER-1 には JMA 地震波（1995 年 1 月 17 日に神戸海洋気象台地盤上で観測・記録された南北方向の地震加速度）、HER-2 には JR-Takatori 地震波（JR 鷹取駅構内地盤上における南北方向の地震加速度）を入力した。さらに、HER-1 の実験終了後に、引き続き Higashi 地震波（東神戸大橋付近地盤上で観測・記録された南北方向の地震加速度）を入力し、補強された橋脚が損傷を受けた後の地震に対する安全性についても検討した。
- ii) 最大応答変位は、JMA 地震波の場合、降伏変位の 4.4 倍、JR-Takatori 地震波の場合、6.0 倍であった。残留変位を橋脚高さで無次元化すると、JMA 地震波の場合で 1/286、JR-Takatori 地震波の場合で 1/89 となり、道路橋示方書・V 耐震設計編で定められている 1/100 を若干上回る。II 種地盤上に建設されている既設の鋼製橋脚の耐震補強の場合には、変形性能のみでなく、強度に対する補強も必要である。
- iii) 道路橋示方書・V 耐震設計編で期待されている最大弾性応答加速度は、I 種地盤に対して 2,000 gal、II 種地盤に対して 1,750 gal である。本研究で対象とした実橋脚の最大弾性応答加速度は、これらの値に対して JMA 地震波の場合 93.5 %、JR-Takatori 地震波の場合 68.9 %となった。したがって、JR-Takatori 地震波の地震動を用いて最大弾性応答加速度が約 1,750 gal になるように振幅調整が行われた地震波（道路橋示方書・V 耐震設計編に規定されている標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するように、強地震記録を振動数領域で振幅調制した地震加速度）を入力すると、最大応答変位、および残留変位はさらに大きくなると考えられることを示した。
- iv) エネルギー一定則に基づく地震時の最大応答変位の推定値と実際の橋脚の応答変位とが異なることが予想されることを示した。
- v) 実験供試体 HER-2 の下端ダイヤフラムと補強縦補剛材の補強フランジとの間のエンドギャップにおいて、ダイヤフラムの上下で、縦補剛材に局所的な横ねじれ座屈が発生した。実験供試体 HER-1R では、ダイヤフラム付近の補強縦補剛材に局部座屈変形などの損傷が明確に見られない。地震荷重を受ける場合、最大応答変位が小さいとエンドギャップに塑性変形はほとんど発生せず、大きい場合にもエンドギャップの縦補剛材に塑性変形が発生する程度であり、その他の鋼部材には顕著な変形が見られない。エンドギャップを設ける場合にも、強地震が作用した後も補強後の補剛板パネルは十分な耐荷力と変形性能とを有していることを示した。

参考文献

- 3.1 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領（案）・同施工マニュアル（案），1997.3.
- 3.2 首都高速道路公団：既設鋼橋脚の耐震性向上設計要領（暫定案），1996.8.
- 3.3 名古屋高速道路公社保全部：既設鋼製橋脚の耐震補強要領（案），1996.9.

- 3.4 後藤芳顯, 宮下 敏: アンカー部を考慮した一柱式鋼製橋脚の地震時終局強度特性, 土木学会論文集, No. 598/I-44, pp. 413-426, 1998.7.
- 3.5 迫田治行, 北田俊行, 尾立圭巳, 加賀山泰一: 鉄筋コンクリート方式で設計された鋼製橋脚定着部の終局限界状態と非弾性挙動の定式化, 鋼構造論文集, Vol. 6, No. 21, 日本鋼構造協会, pp. 83-96, 1999.3.
- 3.6 北田俊行, 迫田治行, 尾立圭巳, 堀江佳平, 新名 勉: 鉄筋コンクリート方式で設計された鋼製橋脚定着部の終局強度について, 鋼構造年次論文報告集, 第6巻, 日本鋼構造協会, pp. 221-228, 1997.11.
- 3.7 北田俊行, 中井 博, 加賀山泰一, 松村政秀: 既設鋼製橋脚における補剛板の耐震補強に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 45A, 土木学会, pp. 215-226, 1999.3.
- 3.8 Matsumura, M., Kitada, T. and Kagayama, T.: A Seismic Retrofitting Method of Existing Steel Bridge Piers, Bridge Management 4, Thomas Telford, London, pp. 263-270, 2000.
- 3.9 北田俊行, 中井 博, 松村政秀, 加賀山泰一: 繰返し漸増水平変位載荷による既設鋼製橋脚補剛板の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 46A, 土木学会, pp. 127-134, 2000.3.
- 3.10 Kitada, T., Matsumura, M. and Kagayama, T.: Optimum Spacing of High Strength Bolts for Connecting Additional Flange Plates to Original Longitudinal Stiffeners for Seismic Retrofitting of Existing Steel Bridge Piers, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol. 40, pp. 45-52, 1999.12.
- 3.11 土木学会鋼構造委員会座屈設計のガイドライン作成小委員会: 座屈設計ガイドライン, pp. 131-161, 土木学会, 1987.10.
- 3.12 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 2002.3.
- 3.13 徳永法夫, 中本 覚, 吉村敏志, 刑部清次, 大崎 健: 鋼製橋脚耐震補強による基礎への影響に関する一考察, 構造工学論文集, Vol. 45A, 土木学会, pp. 397-404, 1999.3.
- 3.14 中井 博, 北田俊行, 中西克佳: ハイブリッド実験システムを用いた鋼柱・合成柱の耐荷性, および耐震性に関する研究, 大阪市立大学工学部紀要・震災特別号「阪神・淡路大震災の調査・報告」, pp. 131-148, 1997.1.
- 3.15 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1996.12.
- 3.16 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1992.2.
- 3.17 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 1992.2.
- 3.18 USSP 研究会: USSP ユーザーズ・マニュアル, 理論編, Ver.3.0, 日本構研情報, 1996.10.
- 3.19 阪神高速道路公団湾岸管理部, 川田・日立建設工事共同企業体: 緊急鋼製橋脚補強工事(9-1-湾岸), 北港西北出 P2, 平成9年度, 設計計算書, 1998.6.

第 4 章 損傷箇所を橋脚柱部材内に特定する耐震補強法の提案

4.1 まえがき

本章では、第 2 章で提案した地上部の鋼断面を制御断面とし、制御断面の鋼材の高塑性変形能を利用する補強コンセプト（CPZM）の 1 つである、橋脚柱部材の中央に塑性変形を発生させる鋼断面（EPS 断面）を設けることにより、強度の上昇を抑え、所要の変形性能を確保する新たな耐震性向上方法の妥当性を実験的に検討する。EPS 断面を設置した柱部材は、柱部材の中程に他の区間よりも強度が若干弱くなるように、コンクリートを充填するが、特別に設定した短いコンクリートを充填しない鋼断面区間を EPS 断面として挿入した構造である[4.1]。その断面区間をコンクリート充填断面よりも先行して降伏させ、その後、大きな塑性ひずみの発生が可能となるようにすることによって柱部材の変形性能を改善する方法を提案する。この耐震補強法の妥当性を、純圧縮力載荷実験、静的漸増繰返し水平変位載荷実験、およびハイブリッド実験により検討する[4.2, 4.4]。

4.2 損傷箇所を特定する耐震補強法の概要

EPS 断面には塑性変形を発生させるが、EPS 断面では耐荷力低下の要因である補剛板パネルの全体座屈の発生を防止し、さらに、その上下断面などの他の断面では局部座屈の発生を防止する必要がある。本検討では、図-4.1 に示すように、EPS 断面の上の断面の座屈防止を目的として、経済性・施工性に有利なコンクリート充填補強工法を適用した。補強部材による自重の増加があまり許容できない場合などコンクリートを充填する方法が採用できない場合には、補剛板パネルに炭素繊維シートを貼付して板パネルの座屈を防止する方法、箱断面内側に支保工を設置し補剛板パネル全体の座屈を防止する方法などのコンクリートを充填しない補強方法を採用し、EPS 断面の上の断面での補剛板パネルの座屈変形を防止する必要がある。

本補強方法を、単柱形式の鋼製橋脚に適用する場合で、EPS 断面の上方の断面をコンクリート充填補強工法により補強する場合、(a) 既存の中詰めコンクリートの充填高さ、(b) EPS 断面の区間長、(c) EPS 断面内の縦補剛材の形状、および (d) 追加充填コンクリートの充填高さが、その補強効果に大きな影響を及ぼすと考えられる。

a. 中詰めコンクリートの充填高さ

兵庫県南部地震の発生以前から、鋼製橋脚には、車両衝突による大きな損傷を防止するため、中詰めコンクリートが打設されている。その高さは、例えば文献 4.5 によると、（ベースプレート天端から地面までの高さ + 地面から 2 m 以上の高さ）とされる。実際には鋼製橋脚の立地条件によって、中詰めコンクリートの充填高さは様々な値をとると考えられるが、中詰めコンクリートは、ベースプレート天端から 3.5 m 程度の高さまで充填されていると考えられる。

b. EPS 断面の区間長，および EPS 断面内の縦補剛材の形状

橋脚柱の十分な変形性能を確保するために，EPS 断面で十分な変形性能を確保できるように，EPS 断面の補剛板パネル全体の座屈変形の発生を防止する必要がある．したがって，EPS 断面の区間長の設定が補強効果に著しい影響を及ぼすと考えられる．

c. 追加充填コンクリートの充填高さ

EPS 断面に限定して塑性変形を発生させるために，EPS 断面は既存の中詰めコンクリートの直上に設置する．EPS 断面よりも上の断面には，座屈防止のためのコンクリートを追加・打設する．したがって，この追加充填するコンクリートの充填高さを適切に設定する必要がある．

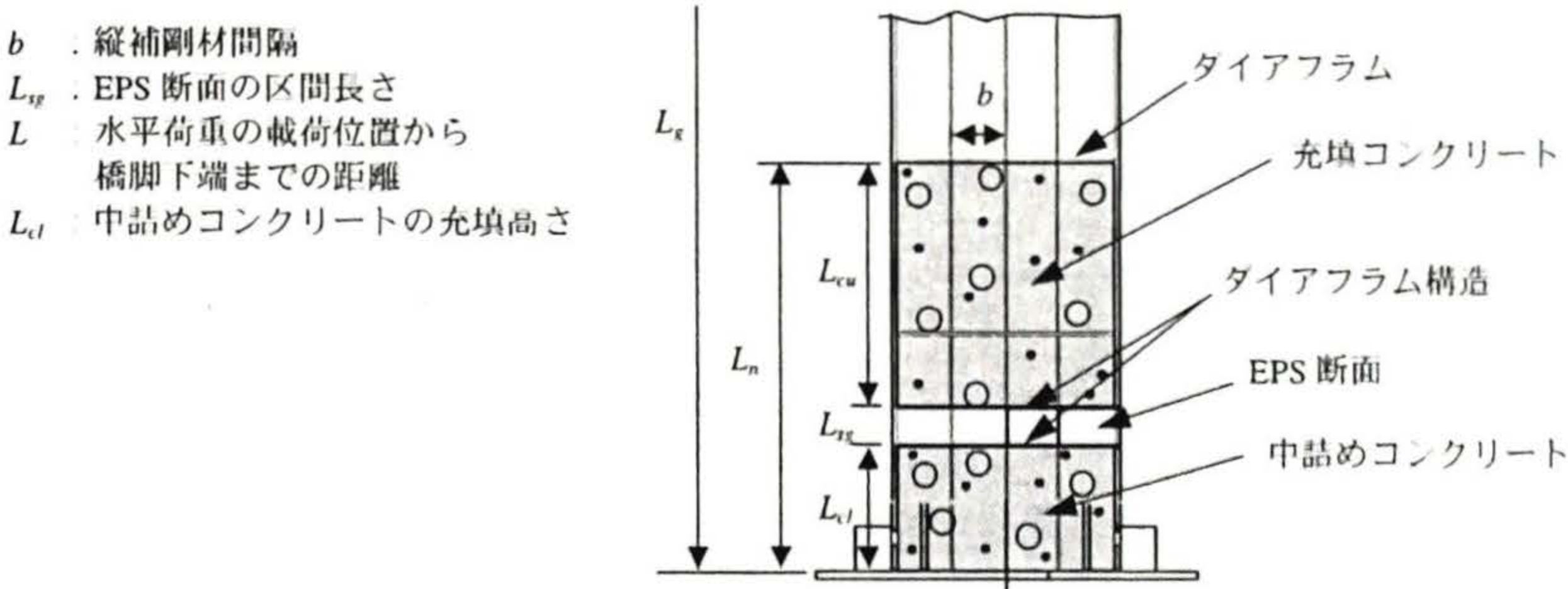


図-4.1 EPS 断面を設置した柱部材の概要

4.3 純圧縮力載荷実験による EPS 断面の耐荷力特性の検討

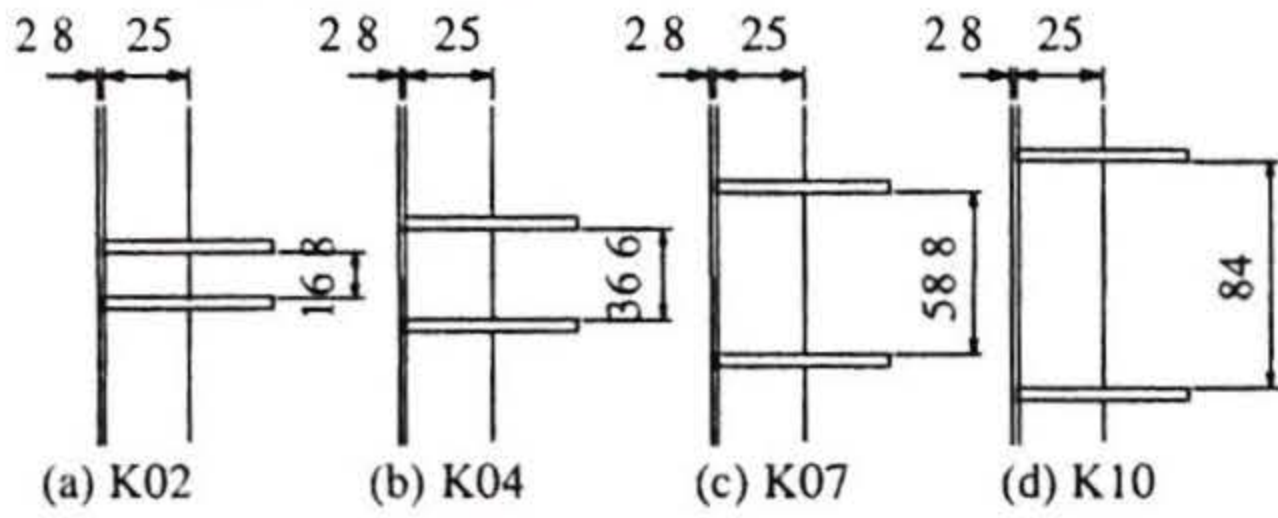
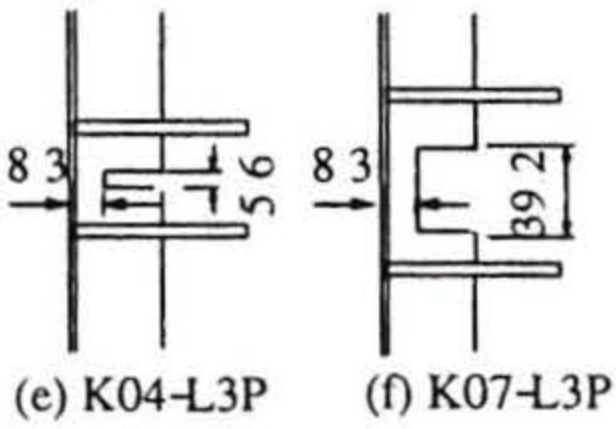
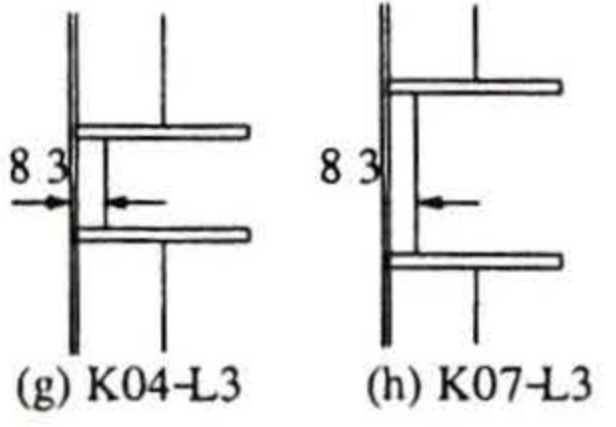
本補強法において，ESP 断面で十分な耐荷力および変形性能が得られるように，EPS 断面での座屈変形の発生を抑制することが重要である．そこで，EPS 断面を有する補剛板構造をモデル化した小型の実験供試体を用いて純圧縮力を漸増させる純圧縮力載荷実験を実施し，EPS 断面の耐荷力特性を実験的に検討した．純圧縮力の載荷には，1,000 kN 万能試験機を使用し，軸方向変位を耐荷力の低下が見られるまで漸増載荷した．

(1) 実験供試体

着目するパラメータは，縦補剛材間隔と EPS 断面の区間長とから算出されるアスペクト比 α_{sg} ($=L_{sg}/b$, L_{sg} : EPS 断面の区間長, b : 縦補剛材間隔) とし， α_{sg} を 0.2~1.0 の間で変化させた．なお，既設の鋼製橋脚では，縦補剛材間隔が約 50 cm，横補剛材間隔が約 1.5~2.5 m にとられているため，既設の鋼製橋脚の補剛板パネルの α_{sg} は 3.0~5.0 程度と算定される．

実験供試体は， α_{sg} を 0.2, 0.4, 0.7, および 1.0 に設定した 4 体，および $\alpha_{sg}=0.4, 0.7$ に設定し，EPS 断面内の縦補剛材の高さを一部あるいは全長にわたって低減した 4 体の計 8 体の供試体を製作した（表-4.1 参照）．なお， $\alpha_{sg}=0.7\sim1.0$ が，EPS 断面の縦補剛材間の板パネル，すなわち圧縮力を受ける 4 辺単純支持板の座屈モードの 1 波形に相当する．

表-4.1 実験供試体の内訳と縦補剛材の設定

実験供試体名	α_{sg}	EPS 断面の設定
K02	0.2	
K04	0.4	
K07	0.7	
K10	1.0	
K07-L3P*	0.7	
K07-L3**	0.7	
K04-L3P***	0.4	
K04-L3**	0.4	

注：* : EPS 断面中央部分 (39.2 mm) の縦補剛材の高さを 8.3 mm に設定
** : EPS 断面内の縦補剛材の高さを 8.3 mm に設定
*** : EPS 断面中央部分 (5.6 mm) の縦補剛材の高さを 8.3 mm に設定

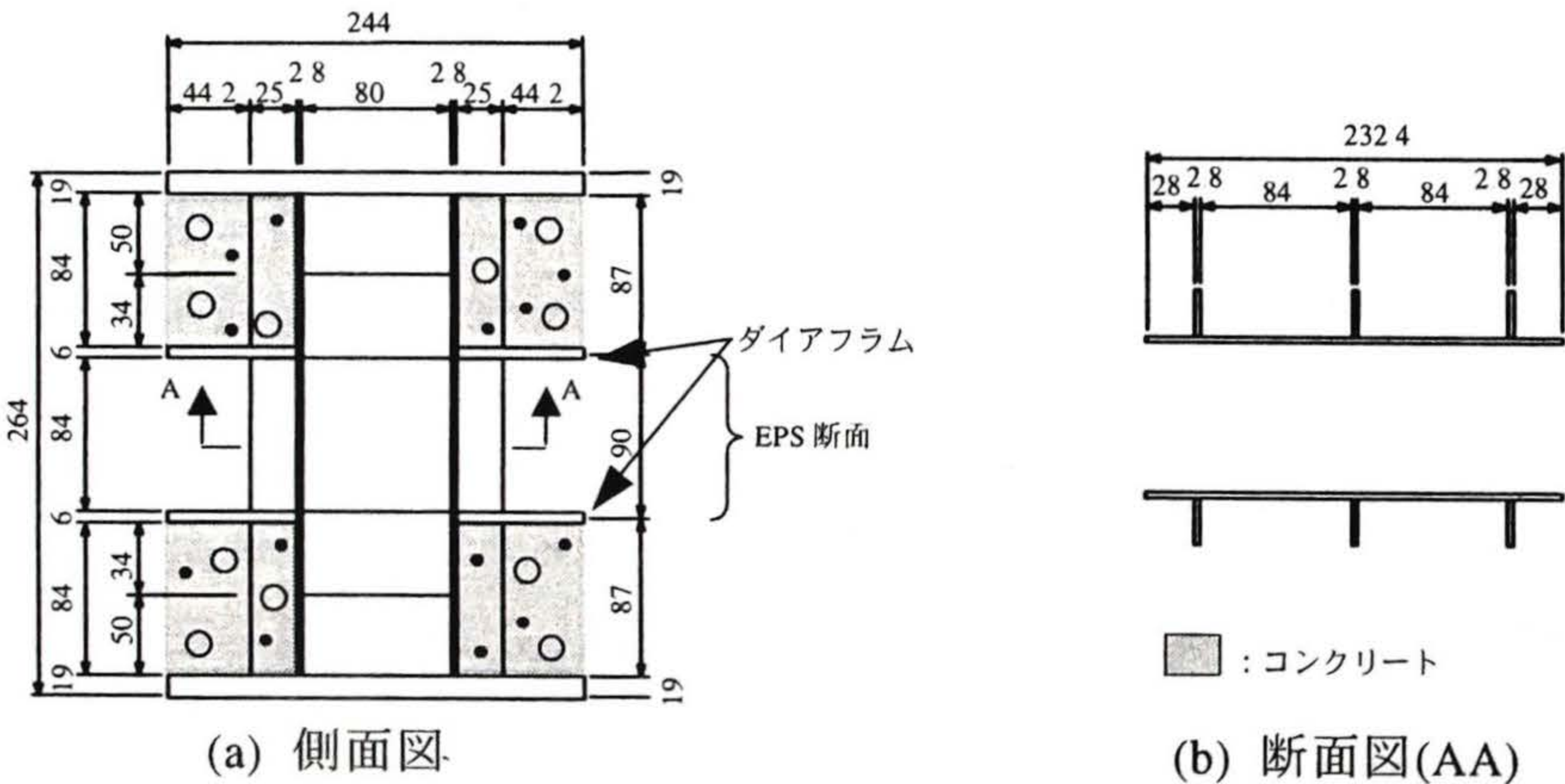


図-4.2 実験供試体の概要（純圧縮力载荷実験，寸法単位：mm）

実験供試体は，既設の鋼製橋脚を想定した実験供試体 CEO-1 から EPS 断面を取り出した 2 対の補剛板パネルからなり，補剛板の板厚 t を 2.8 mm，縦補剛材間隔 b を 86.8 mm，および縦補剛材の高さ h は 25 mm とした（図-4.2 および表-4.1 参照）．ただし，載荷板の寸法の関係で，実験供試体 CEO-1 の断面寸法を約 90%に縮小している．EPS 断面の上下の断面にはコンクリートを充填している．

表-4.2 には，各実験供試体の縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R ，縦補剛材の幅厚比パラメータ R_S ，および使用鋼材とをまとめて示す．ここで，対象とする板のアスペクト比が 1.0 よりも小さい

ため、 R_R および R_S の算出には、次式で導かれる座屈係数 k_p および k_s を、それぞれ用いた[4.6].

$$k_p = \frac{1}{\alpha_{sg}^2} + \alpha_{sg}^2 + 2 \quad (\alpha_{sg} \leq 1.0) \tag{4.1}$$

$$k_s = \frac{1}{\alpha_s^2} + 6(1 - \mu_s) \frac{1}{\pi^2} \quad (\alpha_s \leq 1.0) \tag{4.2}$$

ここで、 $\alpha_{sg} : (=L_{sg}/b)$ 縦補剛材間の板パネルのアスペクト比、 $\alpha_s : (=L_{sg}/h_s)$ 縦補剛材のアスペクト比、
および μ_s : ポアソン比である.

表-4.2 実験供試体の内訳，使用鋼材の機械的性質，および座屈パラメータ

実験供試体名	R_R	R_S	σ_Y	E_s	μ_s	σ_{tu}	備考
K02	0.238	0.226	288.5	1.90	0.283	436.2	$\alpha_{sg}=0.2$
K04	0.426	0.370	288.5	1.90	0.283	436.2	$\alpha_{sg}=0.4$
K07	0.581	0.469	288.5	1.90	0.283	436.2	$\alpha_{sg}=0.7$
K10	0.618	0.508	288.5	1.90	0.283	436.2	$\alpha_{sg}=1.0$
K07-L3P	0.585	0.182	319.3	2.08	0.280	393.9	$\alpha_{sg}=0.7$, 補剛材高さを部分的に 1/3
K07-L3	0.585	0.182	319.3	2.08	0.280	393.9	$\alpha_{sg}=0.7$, 縦補剛材高さを 1/3
K04-L3P	0.492	0.174	319.3	2.08	0.280	393.9	$\alpha_{sg}=0.4$, 補剛材高さを部分的に 1/3
K04-L3	0.492	0.174	319.3	2.08	0.280	393.9	$\alpha_{sg}=0.4$, 縦補剛材高さを 1/3

注： σ_Y および σ_{tu} の単位は N/mm^2 ， E_s の単位は $10^5 N/mm^2$ である.

(2) 実験結果

図-4.3 には、実験から得られた各実験供試体の EPS 断面における軸方向圧縮荷重-軸方向ひずみ関係を示す。ここで、縦軸は荷重 P と全塑性軸方向力 $P_Y (= \text{図-4.2(b)の断面積} \times \sigma_Y)$ との比 P/P_Y であり、横軸は EPS 断面上下のダイアフラム四隅に設置した変位計により計測した EPS 断面の軸方向縮み ΔL_{sg} を EPS 断面の区間長 L_{sg} で除したひずみ量 $\varepsilon (= \Delta L_{sg}/L_{sg})$ を降伏ひずみ ε_Y で割り、それぞれ無次元化している。

表-4.3 および図-4.4 には、同図から得られた主な結果をまとめた。

α_{sg} を 1.0 および 0.7 に設定したそれぞれの実験供試体 K10 および K07 では、最大荷重後の急激な耐荷力の低下は発生せず、ほぼ同様な耐荷力特性を示す。 $\alpha_{sg}=0.7$ の場合で塑性率は 5.60、 $\alpha_{sg}=1.0$ の場合にも 5.39 と良好な結果が得られた。損傷は EPS 断面以外の断面には発生しなかった。EPS 断面には、縦補剛材間の板パネルに局部座屈変形の発生が認められたが、縦補剛材を含む補剛板パネル全体の座屈変形は発生していない。また、鋼材のひずみ硬化の影響により、最大荷重はそれぞれ $P_u/P_Y=1.21, 1.23$ となる。

一方、 α_{sg} を 0.2 および 0.4 に設定したそれぞれの実験供試体 K02 および K04 とでは、塑性率を著しく改善できるものの、損傷は EPS 断面に留まらず、その上下に位置する合成断面部でも鋼板の局部座屈の発生が見られた。また、最大荷重は、鋼材のひずみ硬化現象、および合成断面部の荷重分担により、それぞれ $P_u/P_Y=1.86, 1.59$ となり、著しい上昇が見られた。

EPS 断面内の縦補剛材の形状を、断面全体にわたって 3 分の 1、あるいは中央部分のみ 3 分の 1 へと

低減した実験供試体では、 $\alpha_{sg}=0.4$ の場合にも、損傷は EPS 断面に限定して発生した。EPS 断面の区間長が $\alpha_{sg}=0.7$ の場合には実験終了時まで、 $\alpha_{sg}=0.4$ の場合には $15\varepsilon/\varepsilon_Y$ までは同様な軸方向荷重－軸方向変位関係を示す。いずれの場合も、縦補剛材の高さを低減すると、変形性能が縦補剛材の高さを低減しない場合に比較して低下するが、最大荷重を $P_u/P_Y=0.8\sim 1.0$ へと低減できることが確認できた。ただし、どちらも EPS 断面では、最大荷重後、補剛板パネル全体の座屈変形が見られた。

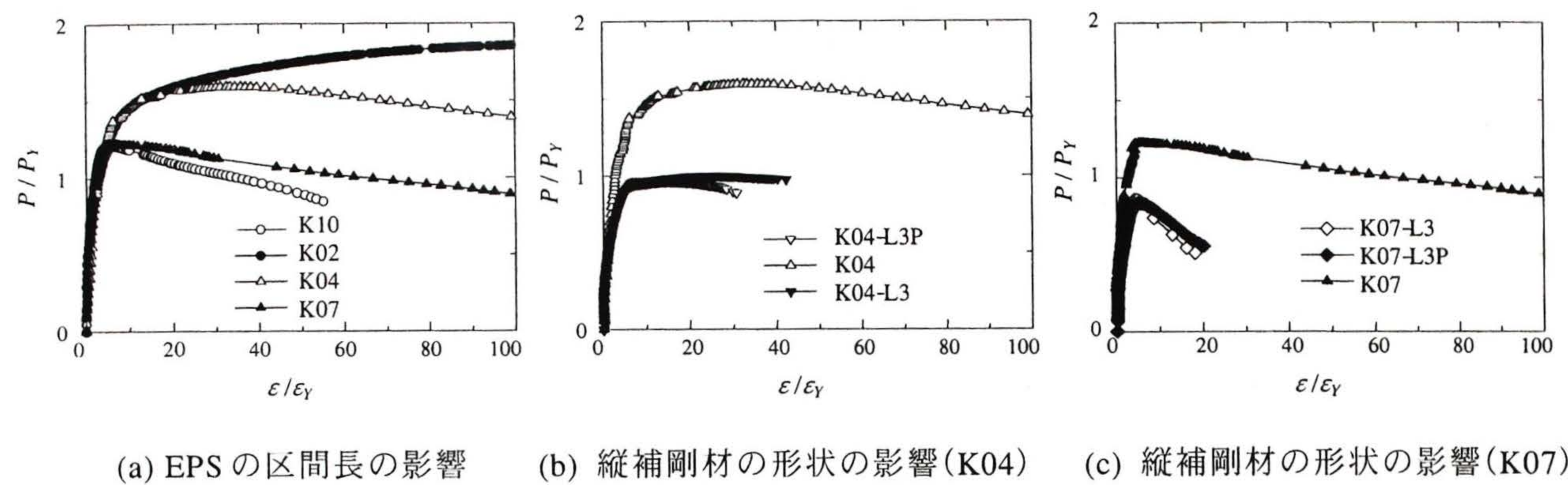


図-4.3 軸方向荷重－軸方向ひずみ曲線

表-4.3 終局荷重と変形性能との関係

供試体名	P_u / P_Y	$\varepsilon_u / \varepsilon_Y$
K10	1.21	5.39
K07	1.23	5.60
K04	1.59	35.81
K02	1.86	114.27
K07-L3P	0.86	4.35
K07-L3	0.83	5.15
K04-L3P	0.96	10.50
K04-L3	1.00	24.52

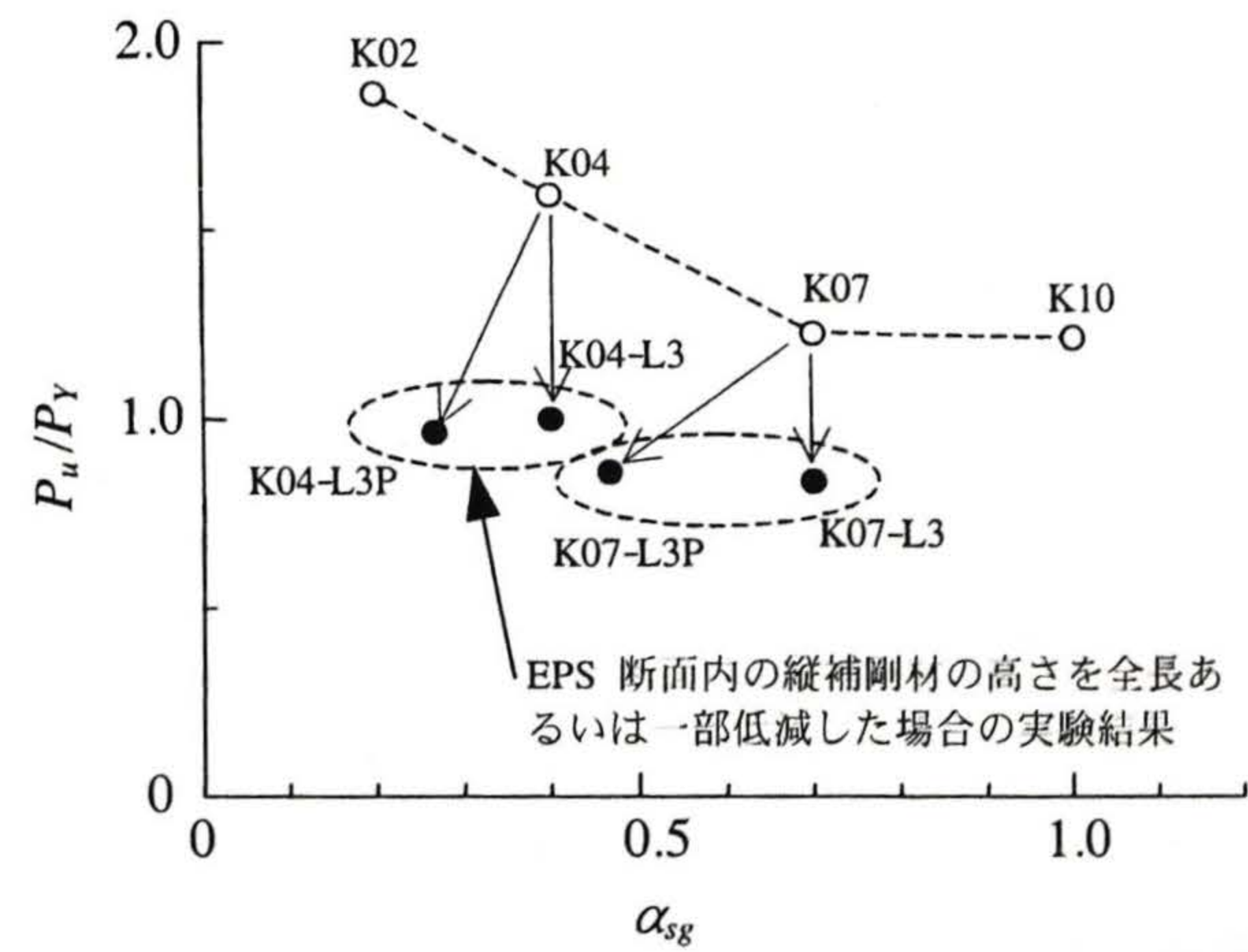


図-4.4 終局荷重と α_{sg} との関係

(3) EPS 断面の区間長の設定と得られる設置効果に関する考察

EPS 断面の区間長 L_{sg} と縦補剛材間隔 b との比で表される EPS 断面のアスペクト比 $\alpha_{sg} (=L_{sg}/b)$ に着目して、EPS 断面を有する補剛板構造をモデル化した純圧縮力载荷実験を実施し、適切な ESP 断面の区間長を検討した。得られた結果は以下のとおりである。

- i) α_{sg} を 1.0 および 0.7 に設定すると、最大荷重後の急激な耐荷力の低下は発生せず、 $\alpha_{sg}=1.0$ の場合にも、塑性率 5.39 が得られた。このとき、縦補剛材間の板パネルには局部座屈変形の発生がみられるが、縦補剛材を含む補剛板パネル全体の座屈変形は発生しない。
- ii) α_{sg} を 0.2 および 0.4 に設定すると、耐荷力はそれぞれ $P_u/P_{YS}=1.86, 1.59$ となり著しく上昇した。変

形性能も改善できるが、損傷は EPS 断面に留まらず、その上下に位置する合成断面部にも鋼板の局部座屈の発生が見られた。

- iii) EPS 断面内の縦補剛材の高さを低減すると、変形性能は若干低下するが、最大荷重を $P_u/P_{ys}=0.8\sim 1.0$ に低減できる。EPS 断面内の縦補剛材の高さ、および形状を適切に設定すると、より精度良く、EPS 断面の耐荷力性状をコントロールできると考えられるが、最大荷重後、補剛板パネル全体の座屈変形が見られた。

以上から、一様な純圧縮力が作用する場合で、既存の断面から縦補剛材の高さを低減しない場合には、 α_{sg} を圧縮力を受ける 4 辺単純支持板の座屈モードの 1 波形に相当する $0.7\sim 1.0$ とする場合に、断面の降伏応力程度まで耐荷力を確保でき、変形性能を改善できることが明らかとなった。

4.4 漸増繰返し水平変位載荷実験による補強効果の検討

本節では、繰返し荷重が作用する場合に、EPS 断面の α_{sg} の設定が、柱部材への EPS 断面の設置効果に及ぼす影響、および既設の鋼製橋脚に EPS 断面を設置する場合の適切な EPS 断面の区間長を検討するため、梁-柱形式の実験供試体を用いて漸増繰返し水平変位載荷実験を実施した。

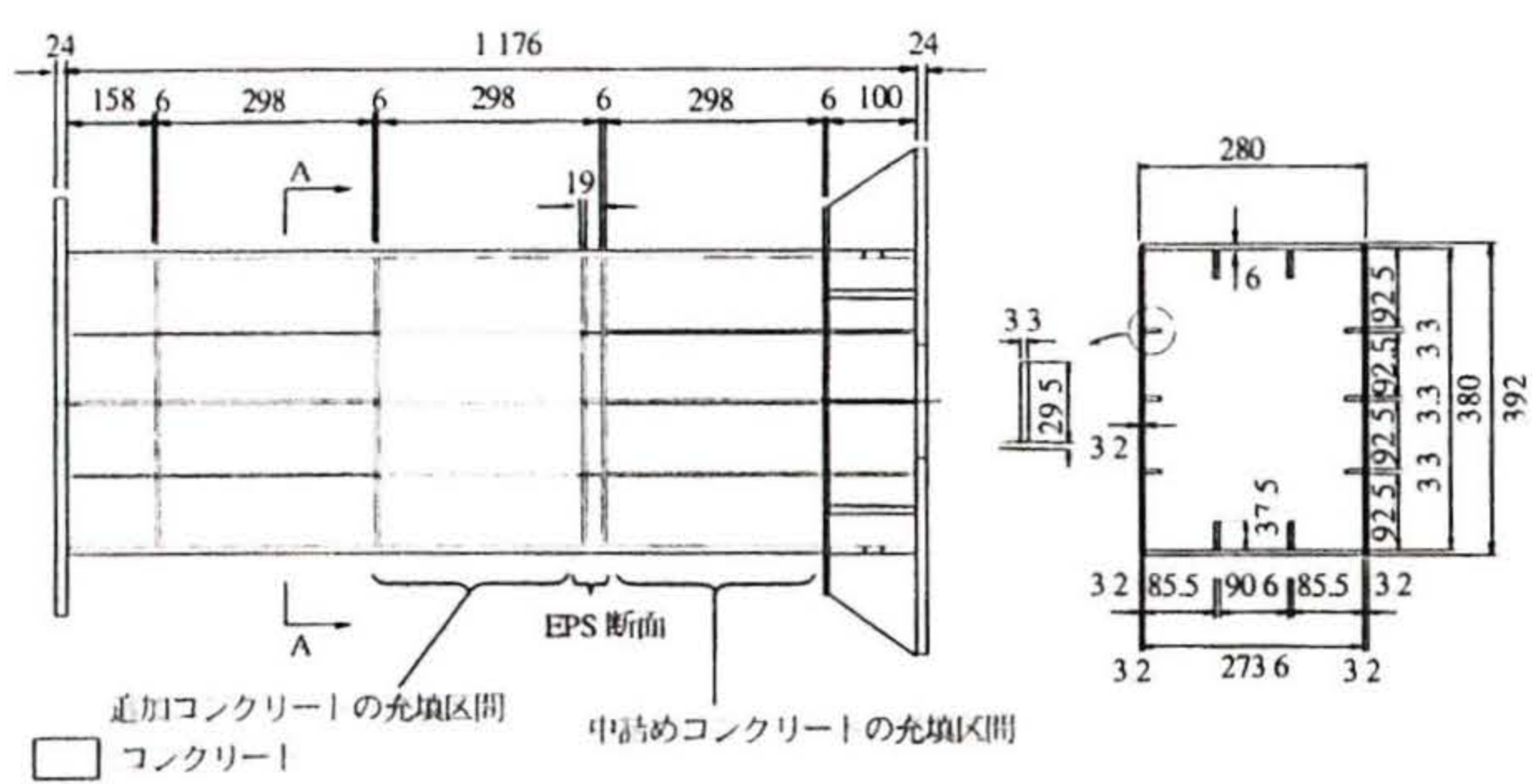
4.4.1 実験供試体

図-4.5～図-4.9、および表-4.4 には、実験供試体の概略およびそれらの内訳を示す。各実験供試体の下端から橋脚高さ L の 5 分の 1 には、既設の鋼製橋脚をできるだけ再現するために、中詰めコンクリートを想定して、目標圧縮強度 18 N/mm^2 のコンクリートを充填している。EPS 断面はこの中詰めコンクリート直上に設定した。なお、実験供試体 CEO-L/5 および CCO-1 は、それぞれコンクリートを橋脚高さの 5 分の 1 および 3 分の 2 まで充填した実験供試体であり、それぞれ、コンクリートを部分充填した既設の鋼製橋脚、およびコンクリート充填補強工法により補強した既設の鋼製橋脚に相当する。結果の詳細はすでに 2.2 節および 2.3 節で述べたとおりである。

橋脚高さの 5 分の 1 まで充填した中詰めコンクリートの上方に EPS 断面を設定するための構造は、図-4.10 に示すように、2 つの鋼ダイアフラムを設置して鋼部材のみからなる EPS 断面を形成した。EPS 断面よりも上の断面には、補剛板の座屈変形防止を目的としてコンクリートを充填する構造とした。この追加コンクリートの充填高さ L_n は、鋼断面に局部座屈を発生させない高さ、すなわち、 $L_n=2L/5$ あるいは $2L/3$ とした。

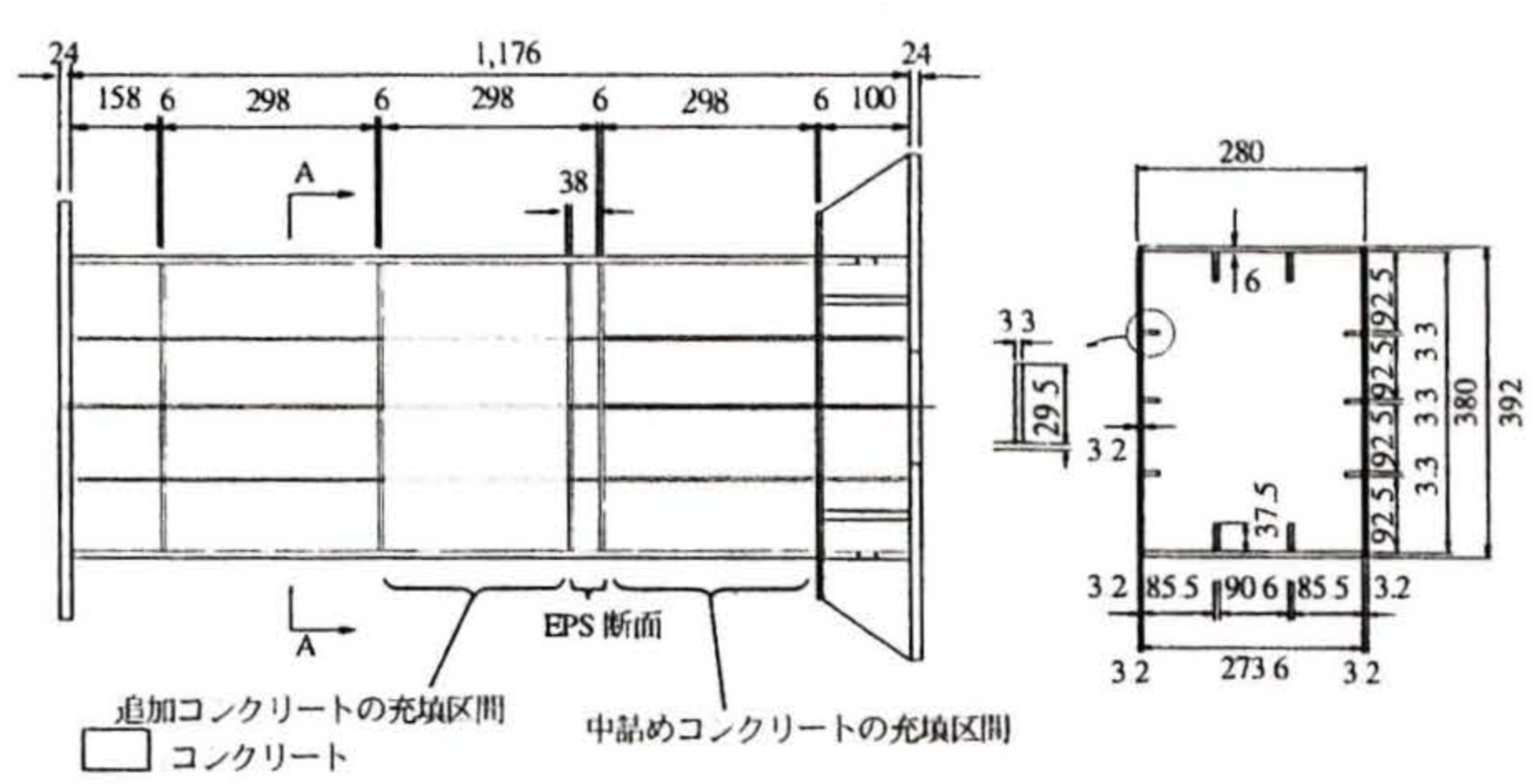
ここで、EPS 断面を設置した実験供試体名の“C”に続く 2 桁の数値は、EPS 断面をにおける縦補剛材間の板パネルのアスペクト比 α_{sg} の設定値を示す。 $\alpha_{sg}=0.7\sim 1.0$ が圧縮力を受ける 4 辺単純支持板の座屈モードの 1 波形に相当するため、実験供試体 C02-L/5 および C04-L/5 は、それよりも小さい EPS 断面の区間長を有する実験供試体である。実験供試体 C04S-L/5 は、 $\alpha_{sg}=0.4$ とし、図-4.11 に示すように、EPS 断面内の縦補剛材の下端の一部を縦補剛材高さの 3 分の 1 まで切削した実験供試体である。また、実験

供試体 C10C-L/5 は、EPS 断面に上部構造の死荷重を受け持つだけの十分な断面を有するコアブロックを、実験供試体 C10-L/5 に追加・設置した供試体であり、強地震を受けて EPS 断面を有する柱部材が損傷を受けた後の補修性、すなわち残留変位の除去・損傷鋼板の取り替えの作業性の向上を期待している。さらに、実験供試体 H10-L/5 および実験供試体 H10R-L/5 は後述のハイブリッド地震応答実験に用いる実験供試体である。



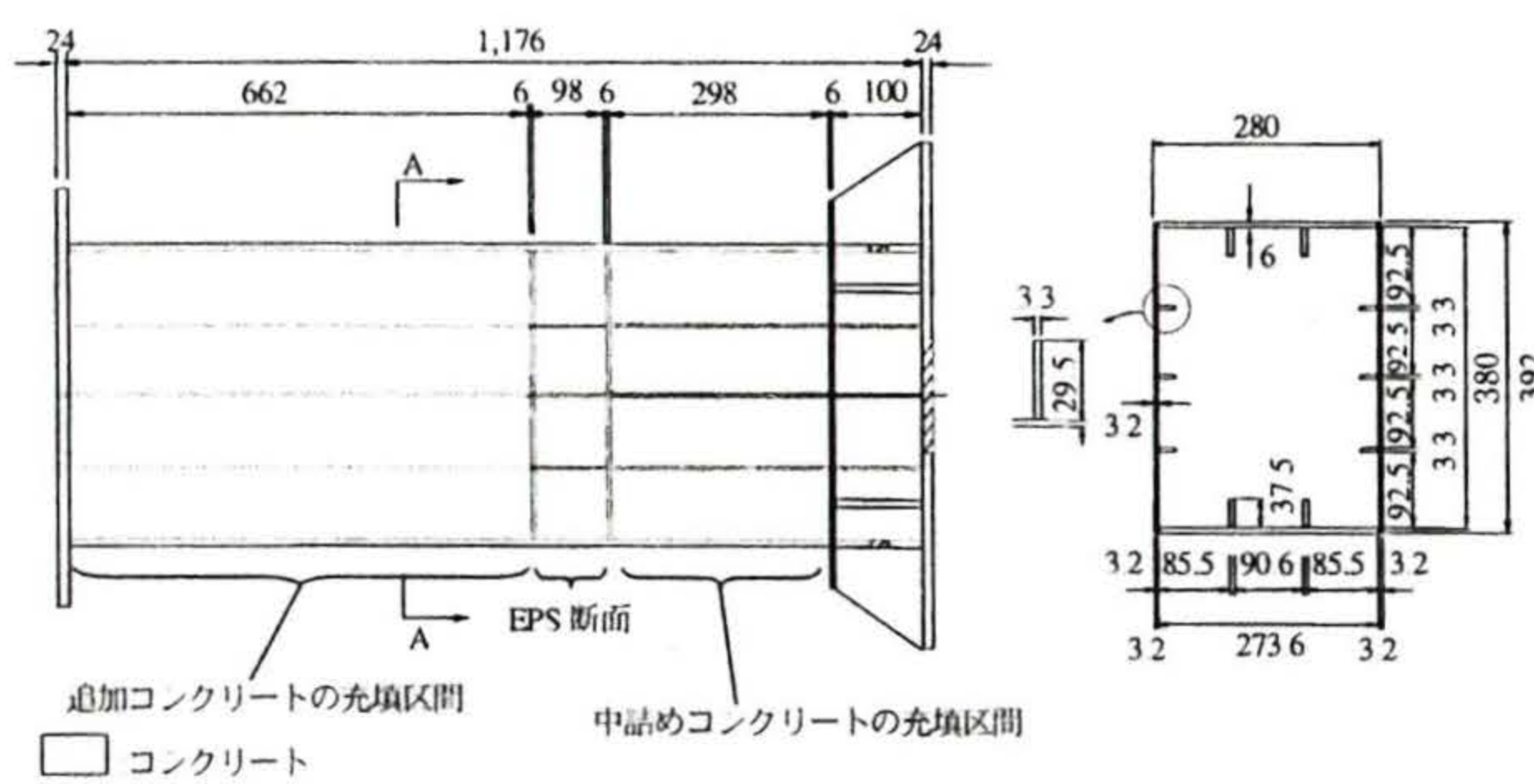
(a) 側面図 (b) 断面図

図-4.5 実験供試体 C02-L/5 (寸法単位：mm)



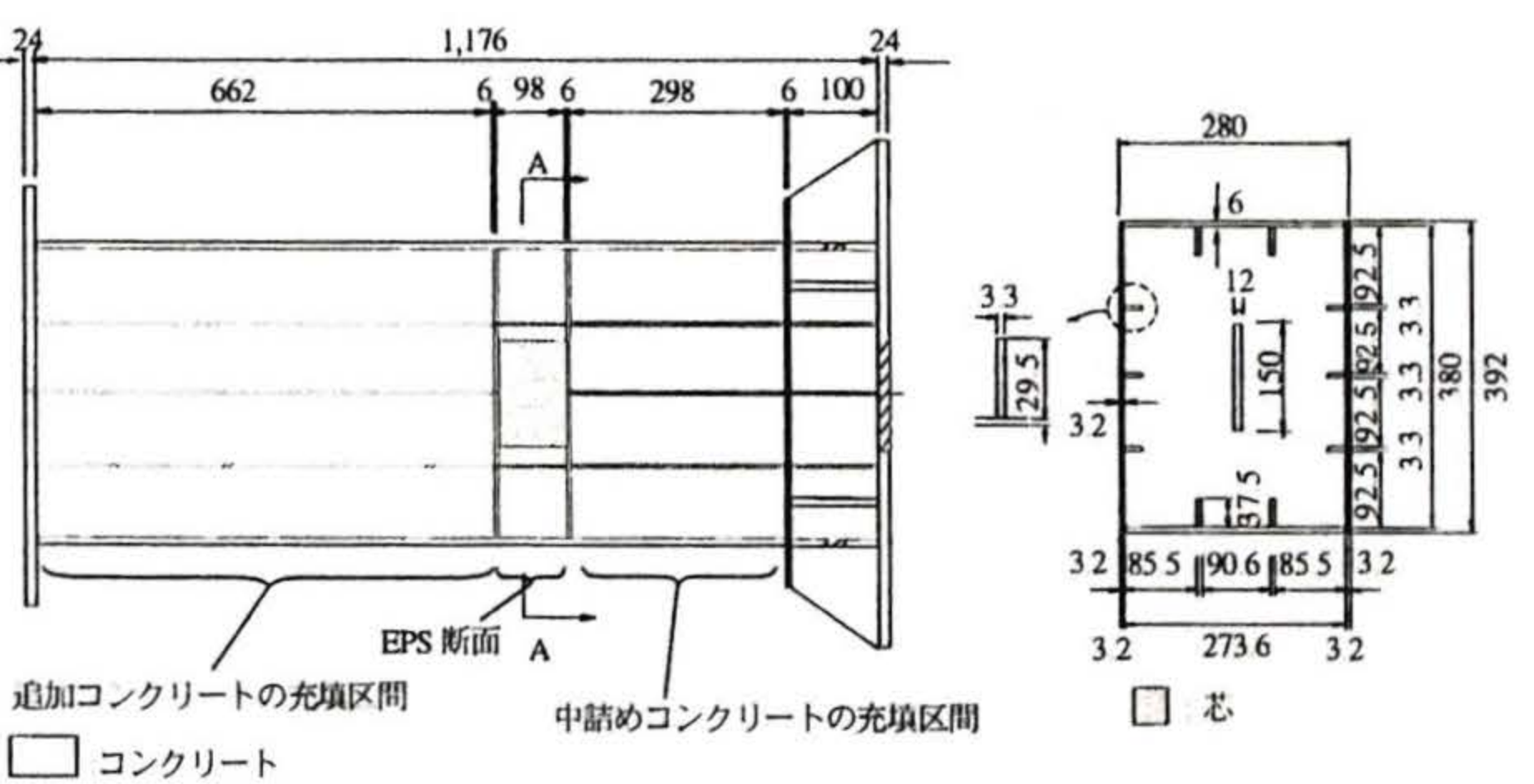
(a) 側面図 (b) 断面図

図-4.6 実験供試体 C04-L/5 (寸法単位：mm)



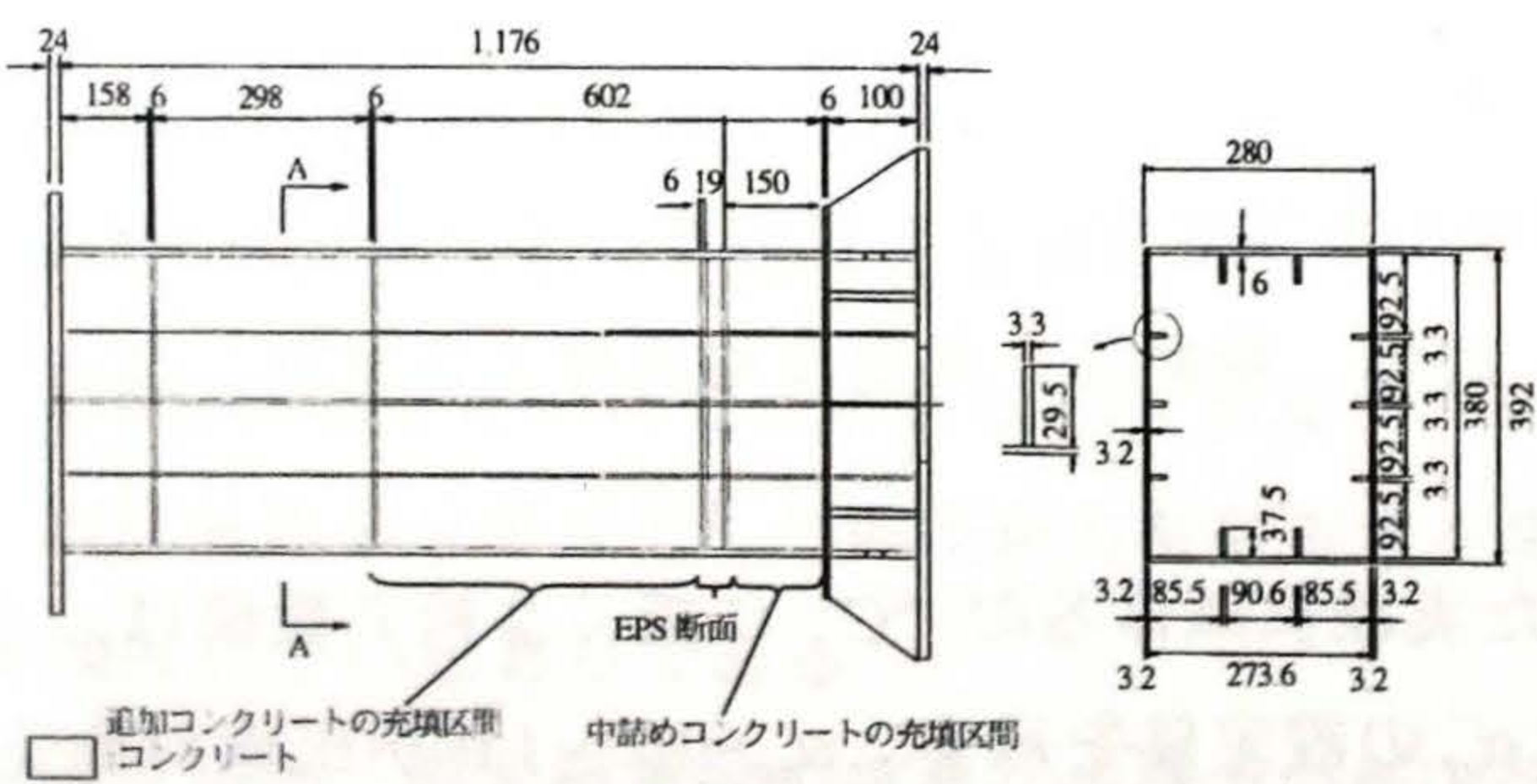
(a) 側面図 (b) 断面図

図-4.7 実験供試体 C10-L/5 および H10-L/5 (寸法単位：mm)



(a) 側面図 (b) 断面図

図-4.8 実験供試体 C10C-L/5 (寸法単位：mm)



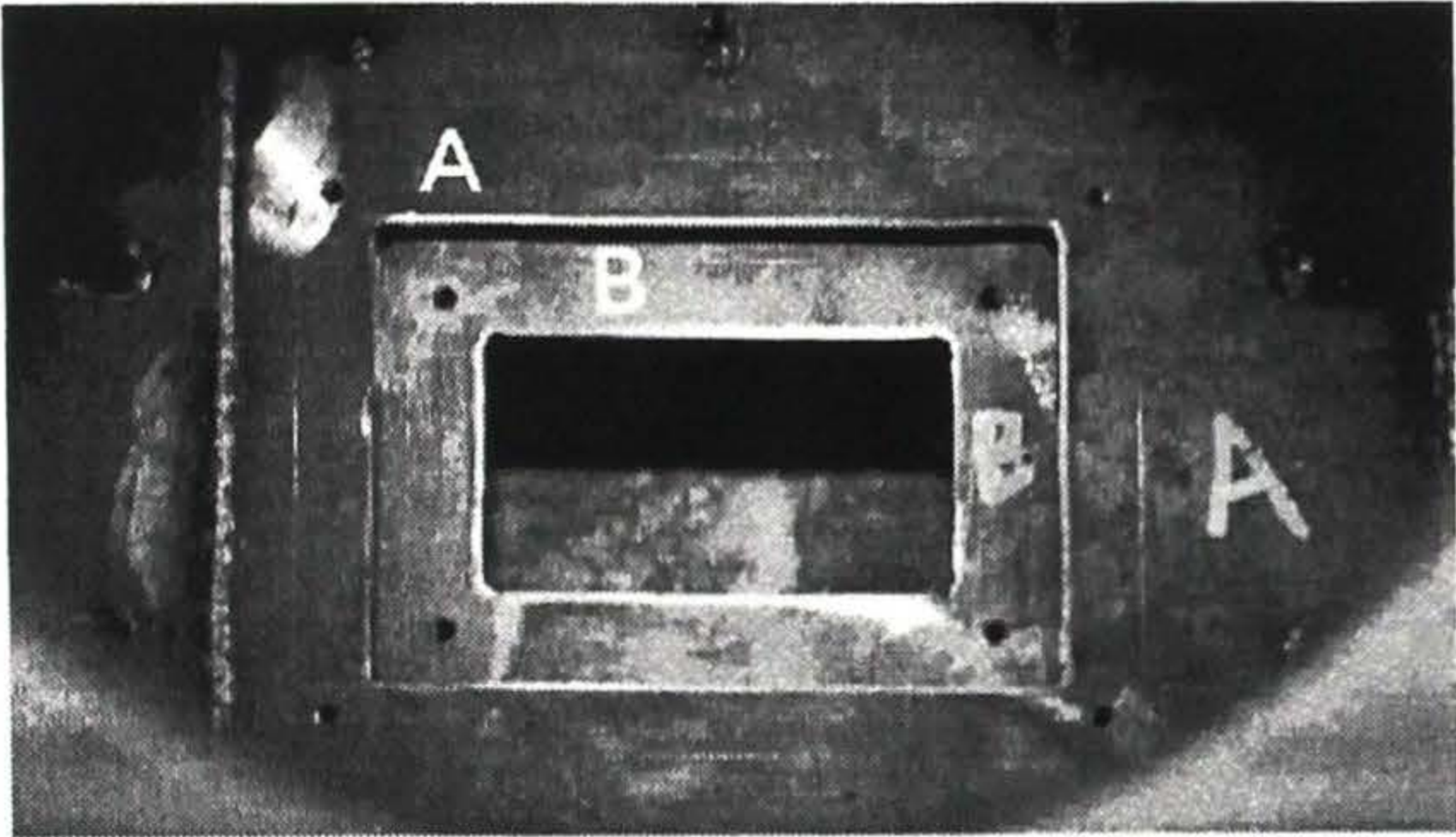
(a) 側面図 (b) 断面図

図-4.9 実験供試体 C02-L/10 (寸法単位：mm)

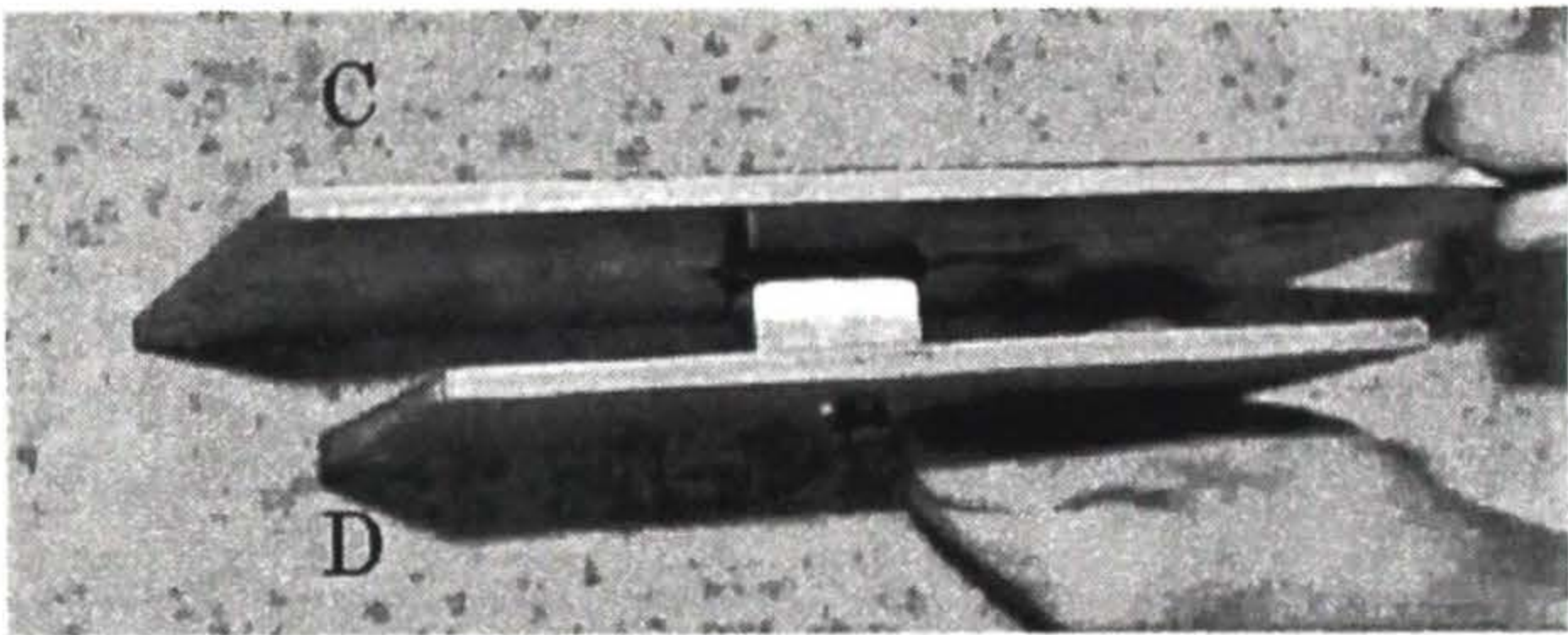
表-4. 4 実験供試体の内訳，使用鋼材の機械的性質，および座屈パラメータ

実験供試体名	R_R	R_f	R_s	γ/γ^*	σ_Y	E_s	μ_s	σ_{lu}	備考
CEO-L/5	0.656	0.488	0.605	1.849	322.4	1.97	0.281	429.6	“既設，コンクリート部分充填”，繰返し
C02-L/5	0.656	0.488	0.605	1.849	322.4	1.97	0.281	429.6	“補強”，繰返し， $\alpha_{sg}=0.2$
C04-L/5	0.656	0.488	0.605	1.849	322.4	1.97	0.281	429.6	“補強”，繰返し， $\alpha_{sg}=0.4$
C04-S-L/5	0.656	0.488	0.605	1.849	322.4	1.97	0.281	429.6	“補強”，繰返し， $\alpha_{sg}=0.4$
C10-L/5	0.631	0.475	0.556	1.805	288.5	1.86	0.283	436.2	“補強”，繰返し， $\alpha_{sg}=1.0$
C10C-L/5	0.669	0.493	0.617	1.849	336.5	1.98	0.278	477.8	“補強”，繰返し， $\alpha_{sg}=1.0$ ，コアブロック
H10-L/5	0.669	0.493	0.617	1.849	336.5	1.98	0.278	477.8	“補強”，ハイブリッド， $\alpha_{sg}=1.0$
H10R-L/5	0.669	0.493	0.617	1.849	336.5	1.98	0.278	477.8	“補強”，ハイブリッド， $\alpha_{sg}=1.0$
CCO-1	0.631	0.475	0.556	1.805	288.5	1.86	0.283	436.2	“コンクリート充填”，繰返し

注： σ_Y および σ_{lu} の単位は N/mm^2 ， E_s の単位は $10^5 N/mm^2$ である。



(a) EPS 断面上下のダイアフラム A および B



(b) 矩形ダイアフラム C および D

図-4. 10 実験供試体における EPS 断面の製作方法

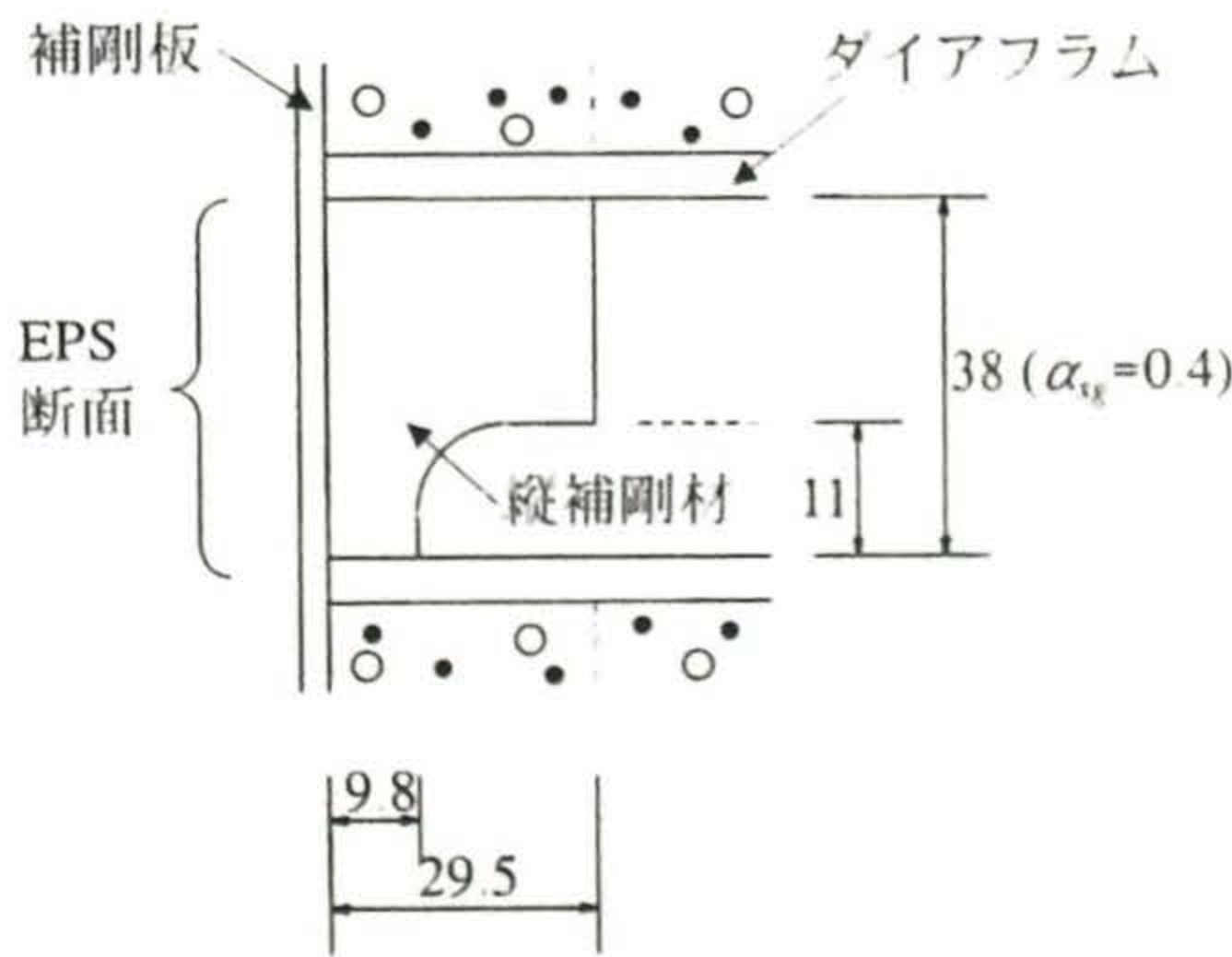


図-4. 11 EPS 断面内の縦補剛材の形状（実験供試体 C04S-L/5，寸法単位：mm）

4. 4. 2 実験結果

(1) 曲げモーメント－部材回転角関係

図-4.12 には，各実験供試体の曲げモーメント－部材回転角曲線をもとにプロットした各実験供試体の

包絡線を示す。表-4.5 には主な実験結果をまとめた。

a. 補強を施さない既設の鋼製橋脚（実験供試体 CEO-L/5）

ダイアフラムを設置し、中詰めコンクリートを橋脚高さの 5 分の 1 まで充填した既設の鋼製橋脚を想定した実験供試体 CEO-L/5 は、 $M_u/M_Y=1.87$ および塑性率は $\mu_u=3.52$ であった。中詰めコンクリート充填部分の上の鋼断面において、補剛板パネル全体が箱断面内側へ著しく座屈変形するため、柱部材の耐力が低下する。

b. EPS 断面の区間長の違いによる影響

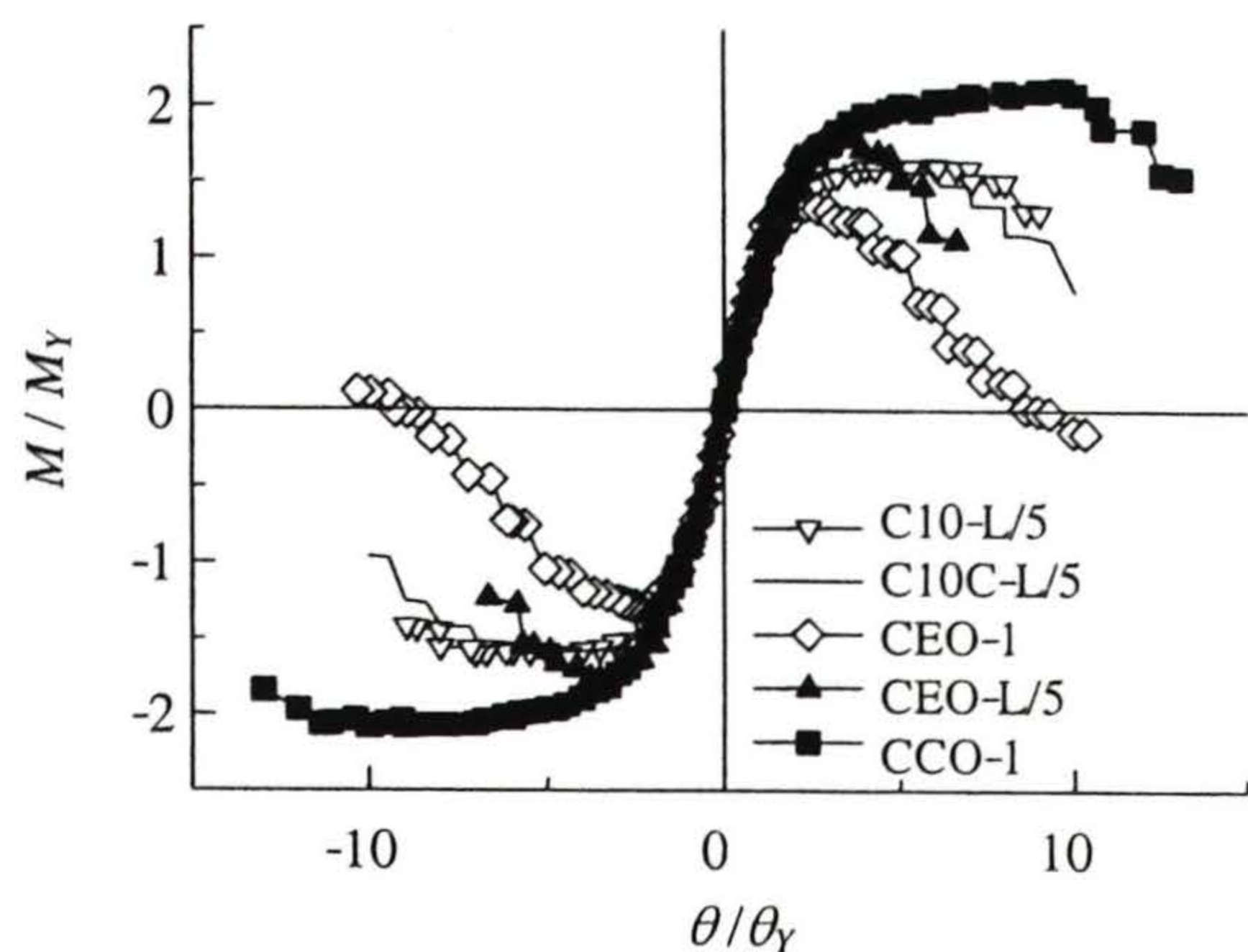
EPS 断面の縦補剛材間の板パネルのアスペクト比 α_{sg} を、それぞれ $\alpha_{sg}=0.2, 0.4$, および 1.0 とに設定した実験供試体 C02-L/5, C04-L/5, および C10-L/5 を比較すると、実験供試体 CEO-L/5 の最大荷重からの各実験供試体の強度上昇率 β_2 は、それぞれ $1.08, 1.04$, および 0.92 , 塑性率 μ_u は $6.73, 5.61$, および 7.01 となった。EPS 断面の区間長が短い $\alpha_{sg}=0.2$ の場合には、耐力が約 10% 上昇する。一方、EPS 断面の区間長を、圧縮力を受ける 4 辺単純支持板の座屈モードの 1 波長程度に設定した実験供試体 C10-L/5 ($\alpha_{sg}=1.0$) では $\beta_2=0.92$ となり、耐力は EPS 断面を設置する前の CEO-L/5 の耐力とほぼ同等となった。すなわち、EPS 断面の区間長を $\alpha_{sg}=1.0$ 程度に設定すると、補強の前後で耐力を変更することなしに、変形性能のみを改善することができる。

c. EPS 断面へのコアブロックの有無による影響

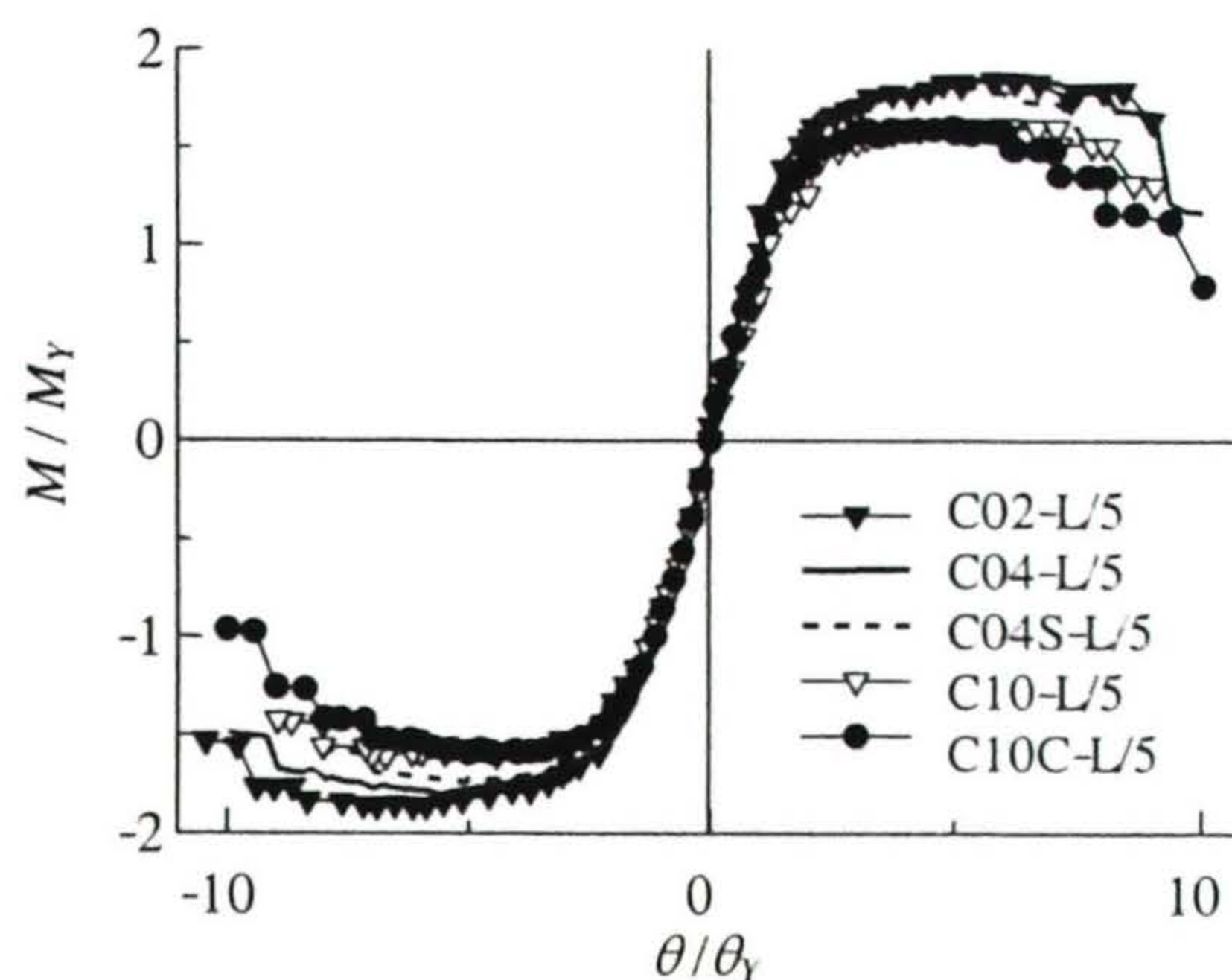
実験供試体 C10-L/5 の EPS 断面の断面中心位置に死荷重を受け持つのに十分な大きさのコアブロックを設置した実験供試体 C10C-L/5 は、実験供試体 C10-L/5 と比較すると、塑性率は 7.01 から 5.00 へと若干低減するものの、安定した履歴ループを描き、 β_2 の値も実験供試体 C10-L/5 と同様な 0.91 となる。最大荷重後の包絡線の落込みも、他の実験供試体と比較しても、極めて緩やかであり、 μ_{95} は 7.17 まで期待できる。 μ_{95} と μ_u との比で比較すると、実験供試体 C10-L/5 では $\mu_{95}/\mu_u=1.15$ であったが、実験供試体 C10C-L/5 では $\mu_{95}/\mu_u=1.43$ となる。これは、コアブロックを設置することにより、EPS 断面の縦補剛材間の板パネルが局部座屈する場合にも、軸方向縮みを防止できるためと考えられる。

d. EPS 断面内の縦補剛材の形状

EPS 区間内の縦補剛材の一部を、図-4.11 に示すように切削した実験供試体 C04S-L/5 とそうでない C04-L/5 とを比較すると、EPS 断面の座屈強度が低減した面積の分だけ最大荷重が低下するために、耐力および変形性能とがともに若干低下する。しかしながら、 $\mu_u=5.08$ ($\mu_{95}=7.15$), および $\beta_2=1.00$ をとり、塑性率・変形性能ともに、実験供試体 C10C-L/5 と同様である。したがって、既存の横補剛材あるいはダイアフラムの設置位置の関係などから EPS 断面の区間長を短く設定せざるを得ない場合でも、縦補剛材の断面積を低減することで、EPS 断面での確実なエネルギー吸収が可能であり、十分な補強効果を得ることが可能であると判断できる。



(a) EPS 断面の設置効果の比較



(b) EPS 断面の区間長による比較

図-4.12 実験供試体の作用曲げモーメントー部材回転角関係の包絡線

表-4.5 実験供試体の強度上昇率および塑性率

実験供試体名	EPS 断面の区間長 L_{sg}	終局変位 (mm)		終局曲げモーメント (kN・m)		M_y (kN・m)	曲げ剛性 (kN/cm)	強度上昇率		塑性率	
		+側	-側	+側	-側			β_1	β_2	μ_u	μ_{95}
CEO-1	—	27.0	25.3	208.3	198.9	149.2	7,910	基準	—	2.17	3.99
CEO-L/5	—	35.0	36.1	292.8	296.8	156.7	9,200	1.37	基準	3.52	4.92
C02-L/5	0.2	66.2	74.0	305.0	310.0	156.7	9,011	1.48	1.08	6.73	9.53
C04-L/5	0.4	60.0	58.0	308.4	297.2	156.7	9,286	1.42	1.04	5.61	9.19
C04S-L/5	0.4	59.0	54.1	298.1	297.2	156.7	9,487	1.37	1.00	5.08	7.15
C10-L/5	1.0	63.7	64.2	284.8	285.2	169.7	11,335	1.25	0.92	7.01	8.03
C10C-L/5	1.0	52.0	52.5	284.8	282.3	169.7	10,075	1.26	0.91	5.00	7.17
CCO-1	—	67.2	78.8	333.1	327.2	149.7	11,390	1.64	1.19	11.35	12.99

(2) 補剛板パネルの変形状況

図-4.13～図-4.16 には、一例として、 α_{sg} を 0.2, 0.4, および 1.0 に設定した実験供試体の高さ方向のたわみ・軸方向ひずみの分布、および実験終了後の補剛板パネルの変形状況を示す。また、図-4.17 には、各実験供試体基部付近の実験終了後の損傷状況を示す。これらの損傷状況は、実験終了後に変位をゼロまで戻して観察したものであり、最大荷重付近では、図-4.13～図-4.16 に示すように変形量は小さい。

EPS 断面の縦補剛材間の板パネルのアスペクト比を、それぞれ、 $\alpha_{sg}=0.2, 0.4$, および 1.0 に設定した実験供試体 C02-L/5, C04-L/5, および C10-L/5 を比較すると、EPS 断面の区間長が $\alpha_{sg}=1.0$ へと大きくなるにつれて、(i) EPS 断面の作用軸方向ひずみが大きくなる、(ii) 供試体基部付近への作用軸方向ひずみが小さくなる、さらに、(iii) 供試体基部付近の座屈変形がほとんど見られないことが明らかになった。

また、実験供試体 C02-L/5 の基部両コーナ一部、および C04-L/5 の基部片側コーナ一部では、鋼材の割れが確認された。すなわち、 $\alpha_{sg}=0.2$ 程度の短い EPS 断面を設定すると、EPS 断面は十分に塑性変形する以前に、柱基部付近に損傷が集中し最大強度も上昇する。そのため、EPS 断面を設置した実験供試体の中で、実験供試体 C02-L/5 が最も強度上昇率が高く $\beta_2=1.08$ となるが、コンクリートを充填した CCO-1 の $\beta_2=1.19$ よりも小さい。

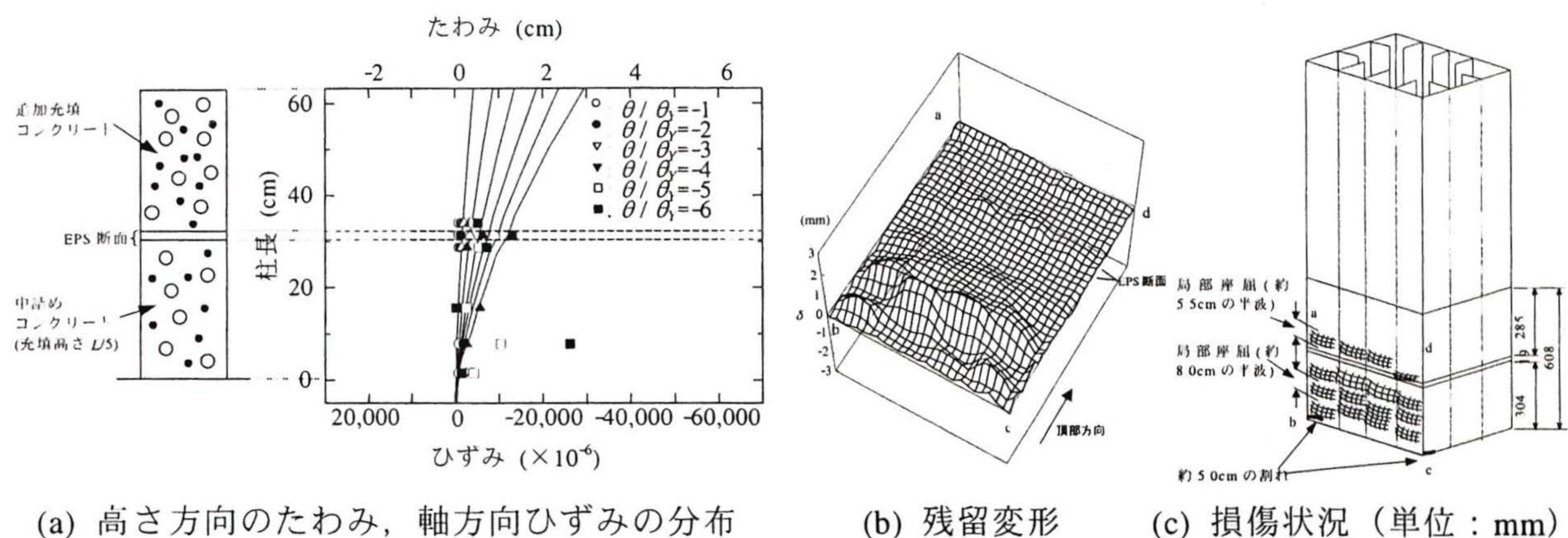


図-4.13 実験供試体 C02-L/5 の損傷過程および損傷状況

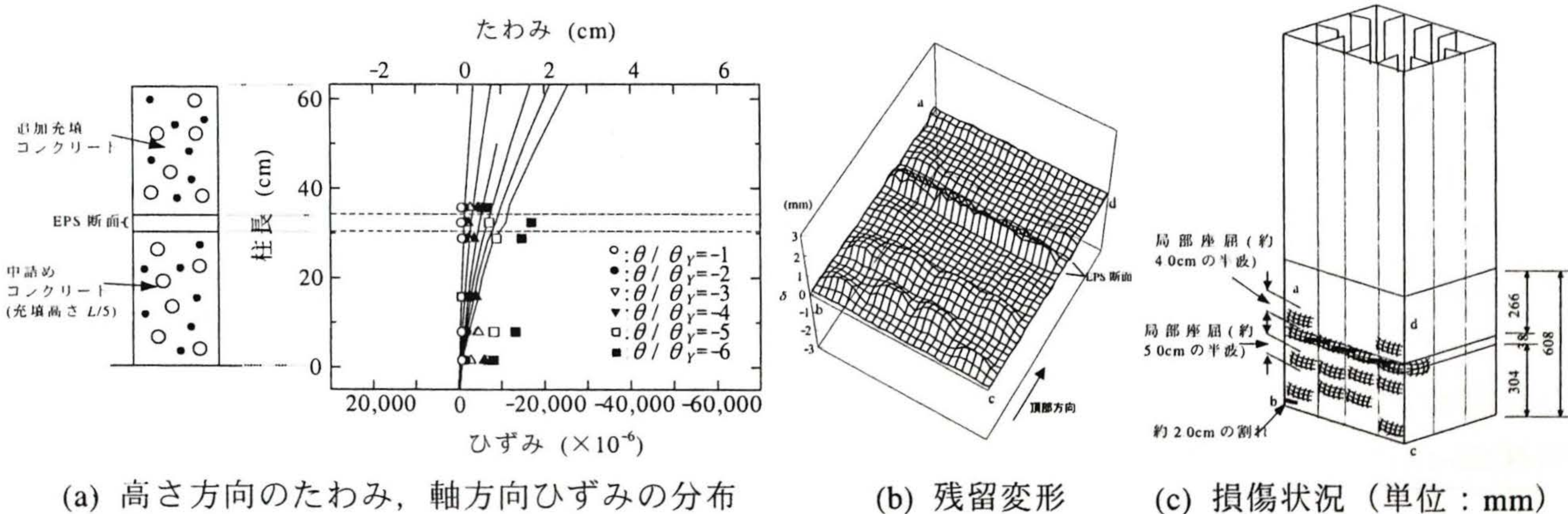


図-4.14 実験供試体 C04-L/5 の損傷過程および損傷状況

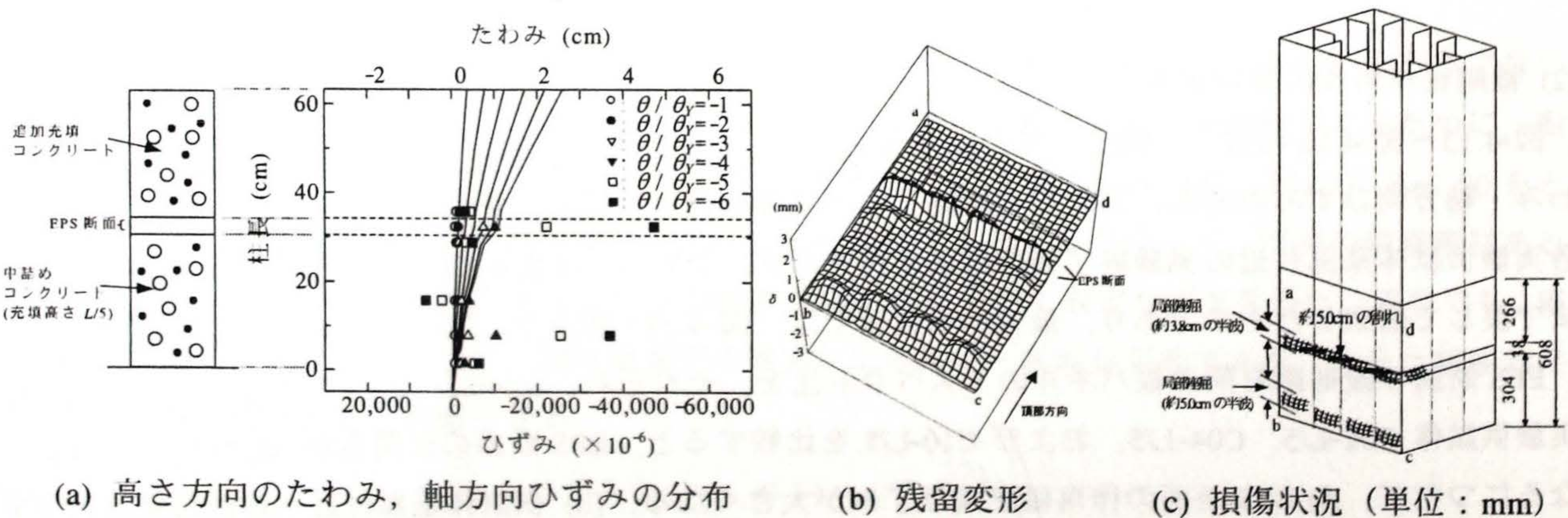


図-4.15 実験供試体 C04S-L/5 の損傷過程および損傷状況

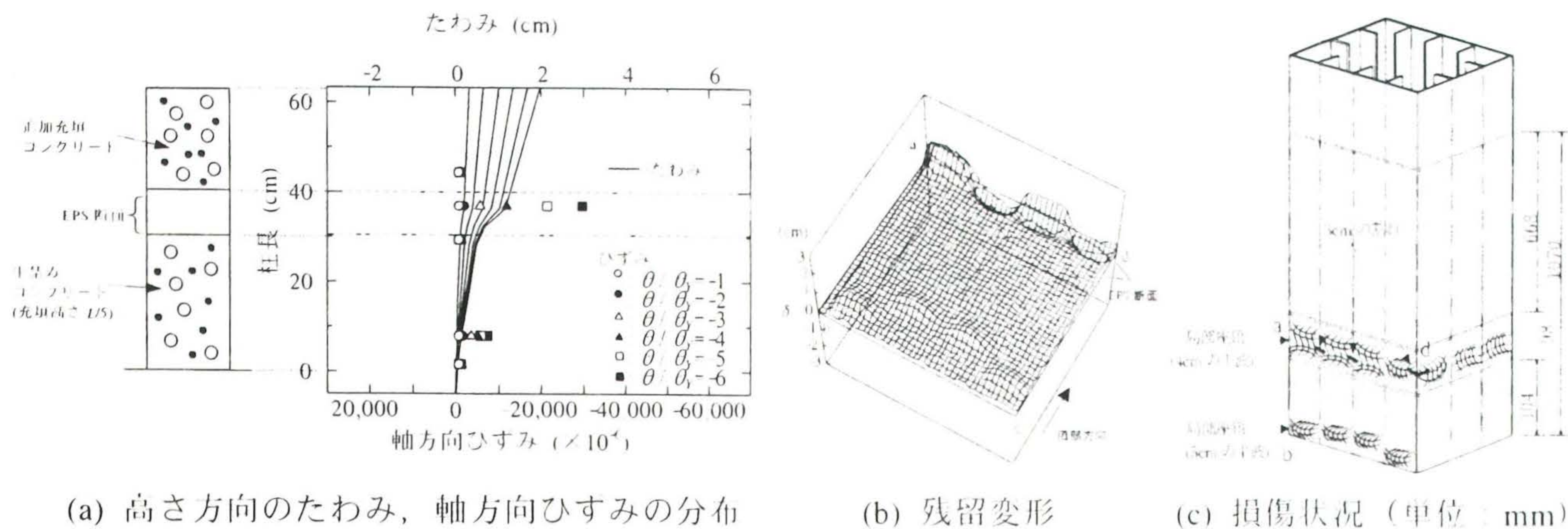


図-4 16 実験供試体 C10-L/5 の損傷過程および損傷状況

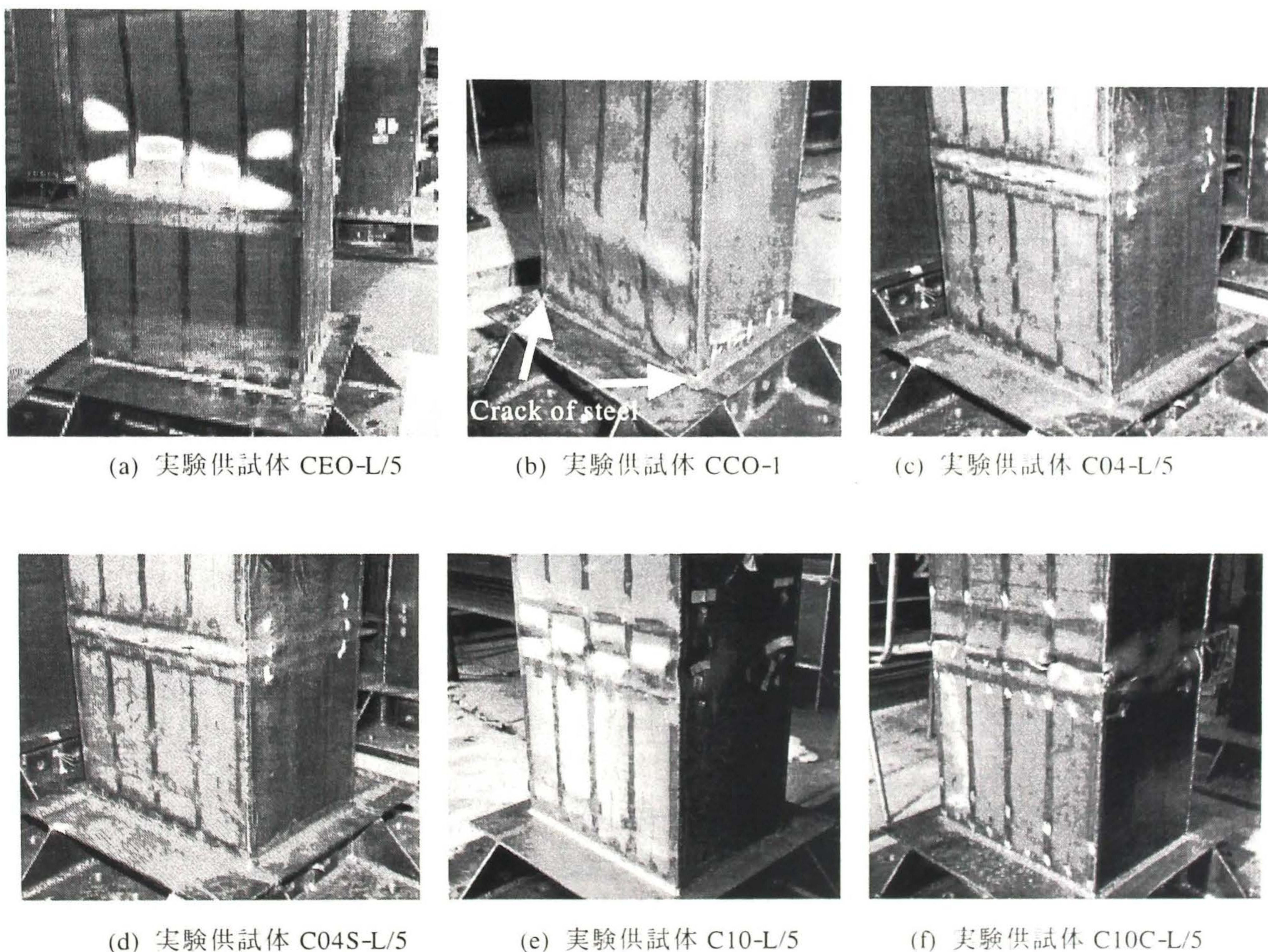


図-4. 17 実験終了後の損傷状況

一方， $\alpha_{sg}=1.0$ に設定すると，コンクリートを部分的に充填した実験供試体 CEO-L/5 から最大荷重の上昇を伴わずに，塑性率を7程度まで向上できた．このとき，基部付近にはほとんど変形が発生しなかった．これは，EPS 断面で縦補剛材間の板パネルに局部座屈変形が集中して発生し，EPS 断面の補剛板

パネル全体の座屈変形，および，それ以外の断面での座屈変形がほとんど発生しなかったためである．また， $\alpha_{sg}=0.4$ に設定する場合でも，EPS 断面内の縦補剛材の一部を低減すると，EPS 断面以外に発生する損傷の発生を低減できることが確認できた．

(3) エネルギー吸収量

図-4.18 には，曲げモーメントが負で変位がゼロを 1 サイクルとし，曲げモーメントー変位曲線で囲まれる面積で算定した，主な実験結果の各サイクルごとのエネルギー吸収率をまとめた．同図からも，EPS 断面を有する場合にも，コンクリートを充填した柱部材と同等なエネルギー吸収量が可能である．すなわち，EPS 断面の塑性変形によって確実なエネルギー吸収を図ることが可能であることが確認できた．

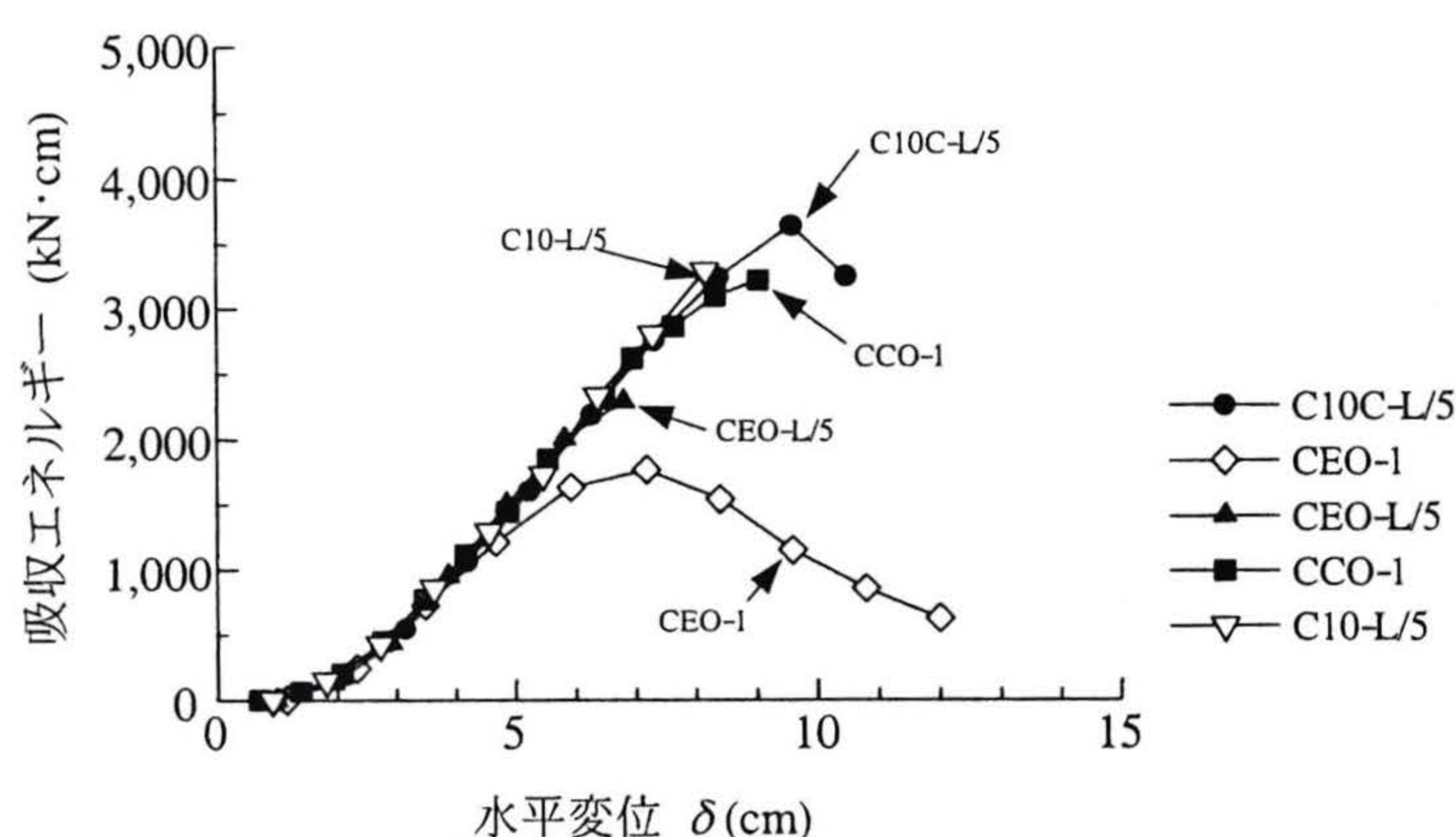


図-4.18 エネルギー吸収量の比較

4.4.3 漸増繰返し水平変位載荷実験による EPS 断面の設置効果に関する考察

本項では，繰返し荷重が作用する場合に，EPS 断面の α_{sg} の設定が，柱部材への EPS 断面の設置効果に及ぼす影響，および適切な EPS 断面の区間長を検討するため，柱ー梁供試体を用いて漸増繰返し水平変位載荷実験を実施した．主な結論は以下のとおりである．

- i) コンクリートを橋脚高さの 5 分の 1 まで充填した鋼製柱に EPS 断面を設置すると，耐荷力の上昇は，コンクリートを充填しない鋼製柱に比べて 1.25～1.48，コンクリートを橋脚高さの 5 分の 1 まで充填した鋼製柱に比べて 0.91～1.08 となり，中詰めコンクリートが充填されている鋼製橋脚の耐荷力を大きく上昇させることなしに，塑性率を 5.00～7.01 と道路橋示方書・V 耐震設計編[4.7]で要求される以上の変形性能を確保できる．
- ii) とくに，EPS 断面の区間長を，縦補剛材間隔と同等程度に設定すると，最大強度の上昇を伴うことなしに，十分な塑性率を確保できる．一方，EPS 断面の区間長を小さく設定する場合にも，縦補剛材の高さを低減することにより，鋼材のひずみ硬化現象に伴う最大強度の上昇を抑制し，十分な変形性能を確保できる．

したがって、既存の中詰めコンクリートの直上にEPS断面を設置する本補強法を、既設の鋼製橋脚に適用する場合、ESP断面の区間長を $\alpha_{sg}=1.0$ 程度とすると、中詰めコンクリートが充填されている既設鋼製橋脚の耐荷力を大きく上昇させることなしに、道路橋示方書・V耐震設計編で要求されているのと同様か、それ以上の変形性能を確保できる。このとき、コンクリート充填補強工法により補強する場合と異なり、橋脚基部付近に損傷は発生しない。また、地震後の補修・早期復旧を容易にするために、EPS断面に死荷重を受け持つためのコアブロックを設けることも有効である。

4.5 ハイブリッド地震応答実験による強地震に対する安全性の検討

コンクリートを橋脚高さの 5 分の 1 まで充填し、その上方に $\alpha_{sg}=1.0$ の EPS 断面を設置する場合に、強地震動が作用する場合の安全性を検討するため、ハイブリッド地震応答実験を実施した。

(1) 入力地震加速度

実験供試体 H10-L/5 には、地震加速度として、兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅構内地盤上（II 種地盤上）において観測・記録された南北方向の地震波（前述の JR-Takatori 地震波）[4.8]を、道路橋示方書・V 耐震設計編[4.7]に規定する加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振動数領域で振幅調整した修正加速度波形、すなわち文献 4.7 に規定されている標準加速度応答スペクトルに近い振動特性を有するように振幅調整した地震波形（以下、JR-TK 地震波という。最大加速度 868.83 gal，図-4.19 参照）を入力した。また、一定な軸方向圧縮力として、補強しない既存鋼製橋脚の断面における全塑性軸方向力の 11 %を載荷した。さらに、実験供試体 H10-L/5 の実験実施後に、引き続き JR-Takatori 地震波を入力し、補強された柱部材が損傷を受けた後の強地震動に対する安全性についても検討した。

図-4.20 には、JR-Takatori 地震波，JR-TK 地震波，および道路橋示方書・V 耐震設計編[4.8]に規定されている（II 種地盤用）標準加速度応答スペクトルを示す。対象橋脚の固有振動周期 $T=0.757$ s に対応する加速度応答スペクトルは、JR-TK 地震波，標準加速度応答スペクトル，および JR-Takatori 地震波とで、それぞれ 1,750，1,750，および 1,618 gal となる。

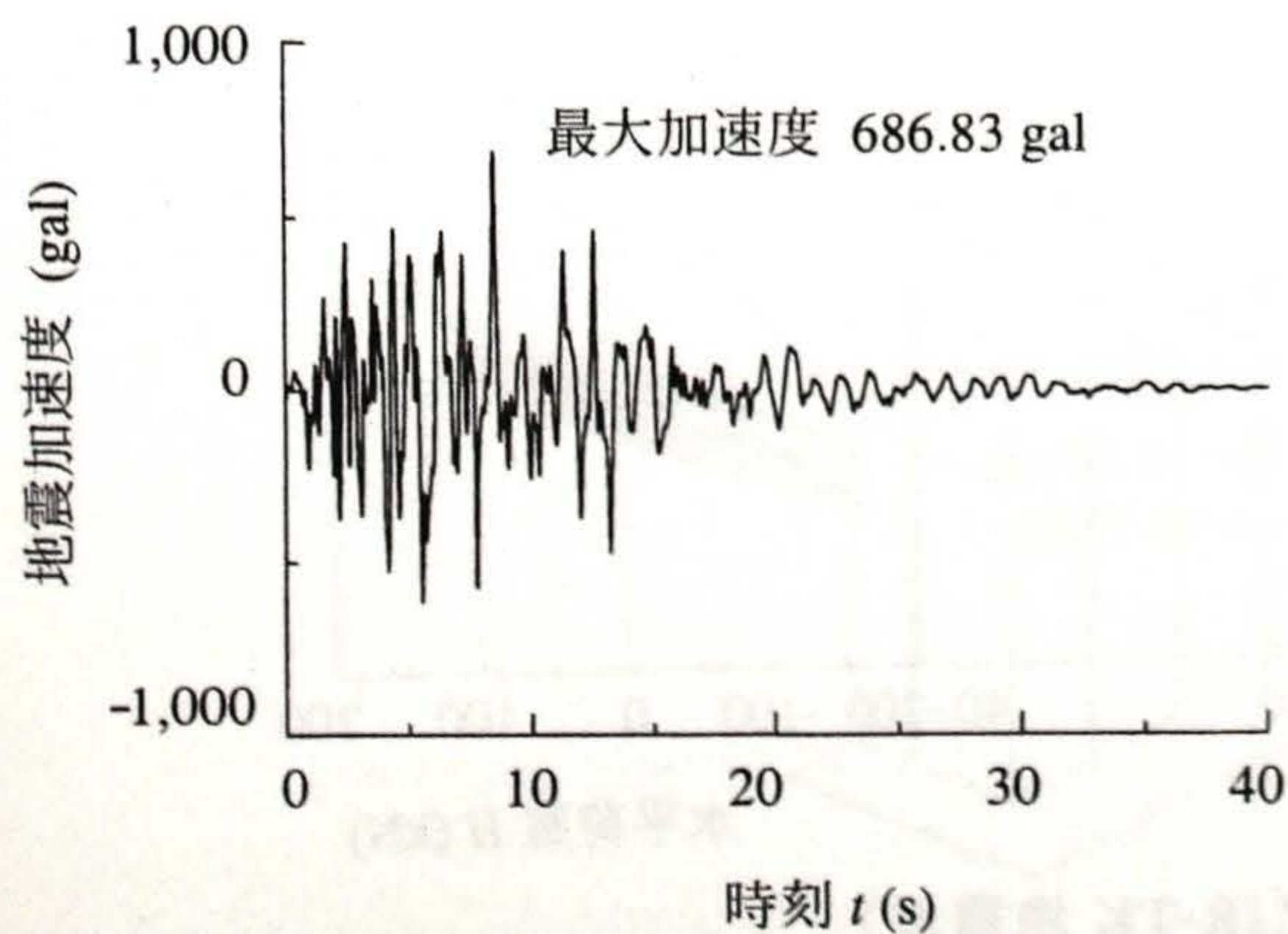


図-4.19 JR-TK 地震波の加速度の時刻歴

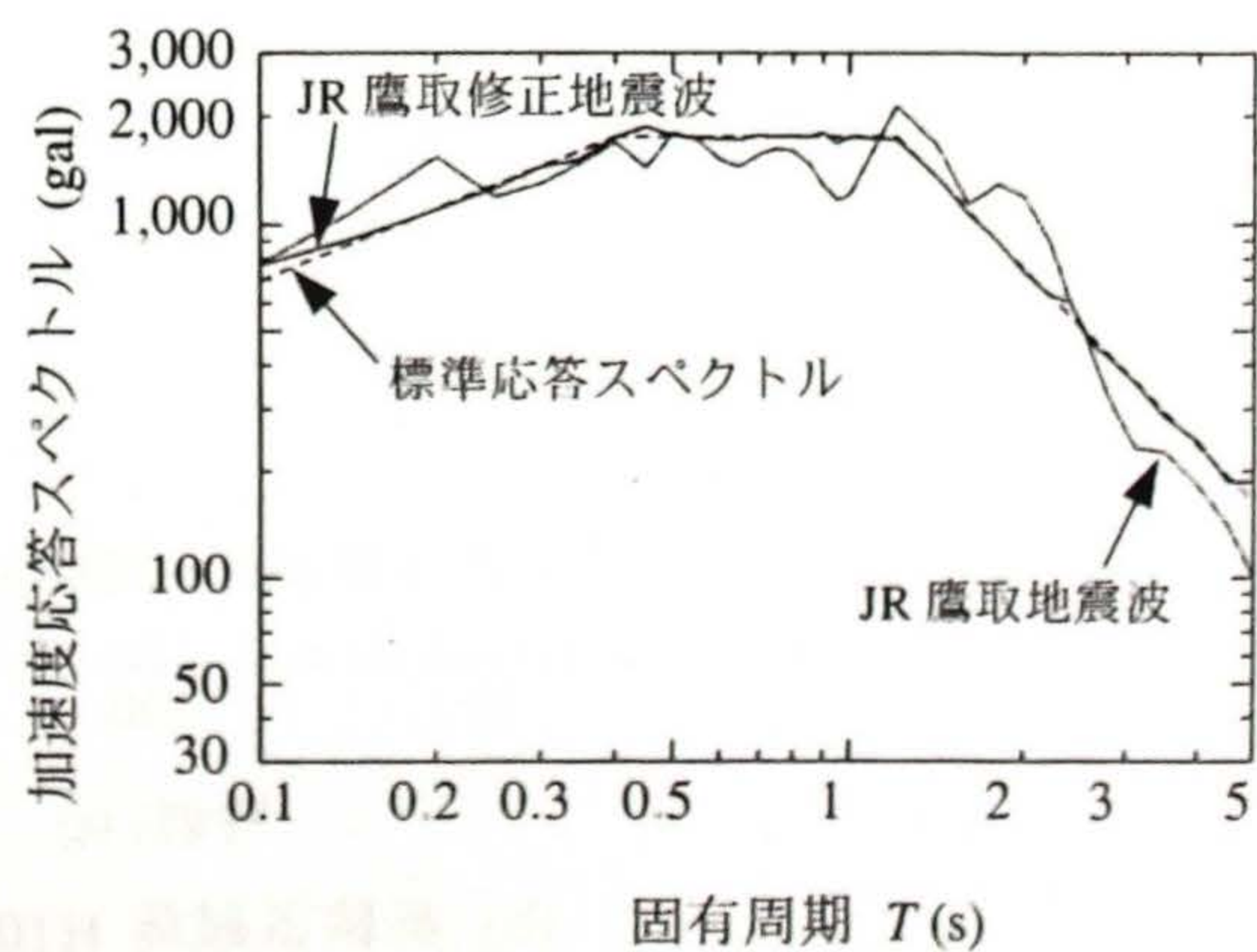
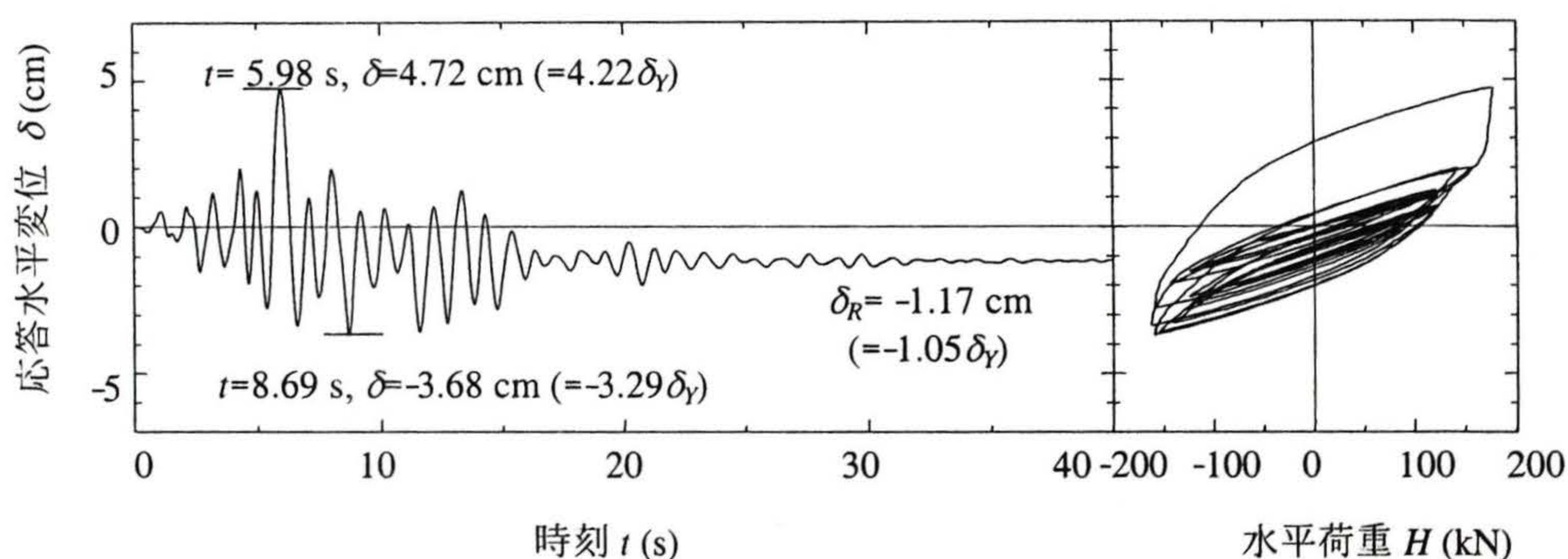


図-4.20 加速度応答スペクトル
(II 種地盤，タイプ II)

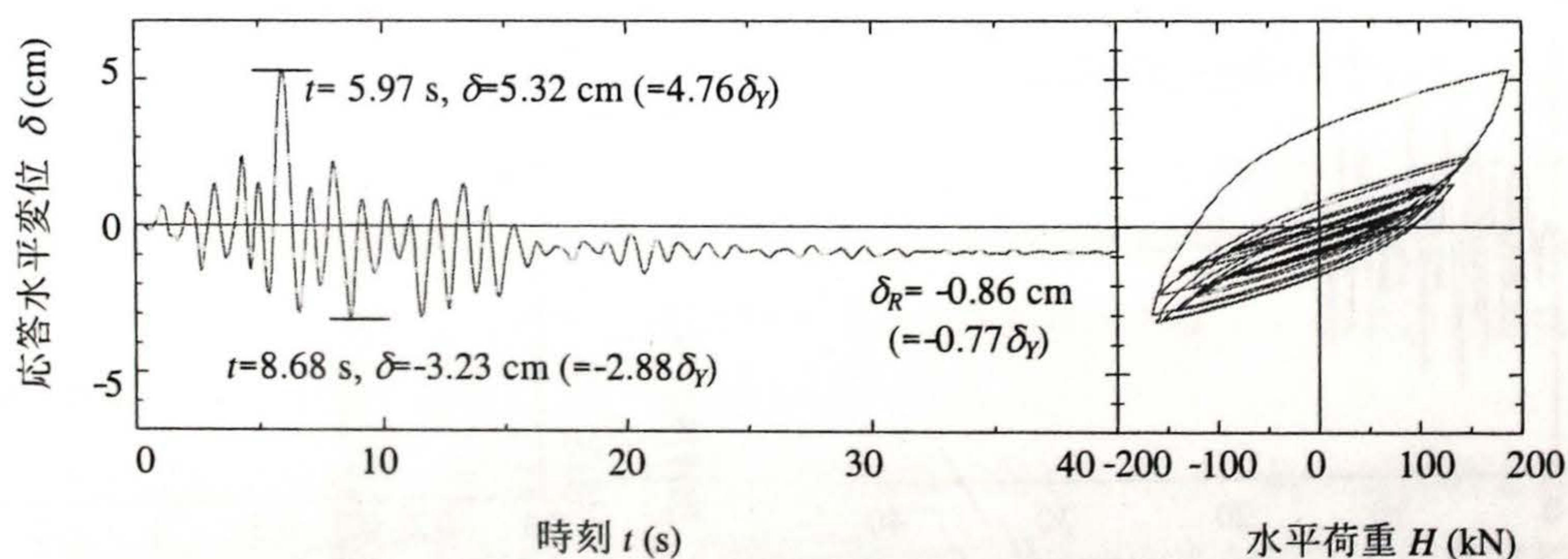
(2) 実験結果

図-4.21 には、実験供試体の水平変位および水平加速度の時刻歴応答曲線、ならびに水平荷重－水平変位曲線を示す。表-4.6 には、ハイブリッド地震応答実験より得られた結果を対象とする実橋脚の応答値に換算してまとめた。なお、表中の最大弾性応答加速度は、一質点系の弾性応答解析より算出したものである。

図-4.21(a)によると、実験供試体 H10-L/5 には、時刻 $t=5.97$ s において、最大応答変位 4.72 cm（実橋脚レベルでは 23.6 cm であり、橋脚高さの 1/33）が発生する。残留変位 δ_R は 1.17 cm（実橋脚レベルでは、5.90 cm であり、橋脚高さの 1/133）であり、文献 4.8 で定められている残留変位の許容値である橋脚高さの 100 分の 1 以内よりも小さい値である。また、図-4.21(b)によると、時刻 $t=4.63$ s においては、最大応答加速度 178.34 gal（実橋脚レベルでは、892 gal に相当）が発生する。JR-TK 地震波を用いると、地震加速度の絶対最大値が発生するプラス側に最大応答変位および最大応答加速度が発生するが、残留変位は最大応答変位とは反対側に生じている。水平荷重－水平変位曲線によると、最大応答変位以降の水平荷重－水平変位ループの中心の原点からのずれは、残留変位の大小に影響を及ぼしていることがわかる。また、表-4.6 によると、道路橋示方書・V 耐震設計編[4.8]で期待されている最大弾性応答加速度は、II 種地盤において 1,750 gal であり、本研究で対象とした実橋脚の最大弾性応答加速度は、この値の 79.7 % となった。



(a) 実験供試体 H10-L/5 (JR-TK 地震波)



(b) 実験供試体 H10R-L/5 (JR-TK 地震波)

図-4.21 水平変位の時刻歴応答および水平荷重－水平変位の応答曲線

表-4.6 ハイブリッド実験の主な結果（すべて実橋脚換算）

入力地震波	JR-TK 地震波
対象橋脚の固有振動周期 (s)	0.757
① 最大弾性応答加速度 (gal)	1,396
② イブリッド実験における最大応答加速度 (gal)	892
③ ハイブリッド実験における最大応答変位 (cm)	23.6 (=5.2 δ_y)
④ ハイブリッド実験における残留変位 (cm)	5.90 (=1.3 δ_y)
⑤ 入力地震加速度の最大値 (gal)	687
③ / L	1/33
④ / L	1/133

実験供試体 H10-L/5 の実験終了後に引き続いて、JR-Takatori 地震波を入力するハイブリッド地震応答実験を実施した。実験供試体 H10R-L/5 によると、供試体 H10-L/5 よりも若干大きい最大応答変位 $4.76\delta_y$ をとるが、残留変位は H10-L/5 の約 73%となる。実験供試体 H10-L/5 の場合と同じ地震波を、柱部材の同じ方向に入力したため、両者の水平変位の時刻歴応答、および水平荷重－水平変位の応答曲線はほぼ同じであった。いずれも、最大応答変位は、漸増繰返し水平変位載荷実験で得られた塑性率 7.01 以下であったため、耐荷力の劣化は認められず、実験供試体 H10-L/5 は強地震動を受けた後も健全であったと考えられる。

(3) 補剛板パネルの変形状況

実験供試体 H10-L/5 には、最大荷重をとる時刻 $t=5.98\text{ s}$ において、EPS 断面に半波長 3～4 cm 程度の局部座屈変形が発生した。

実験終了後の実験供試体 H10-L/5 の残留変形としては、EPS 断面の縦補剛材間の板パネルに、半波長 3.5 cm で、1.2 cm 程度の膨らみが発生していた（図-4.22 参照）。

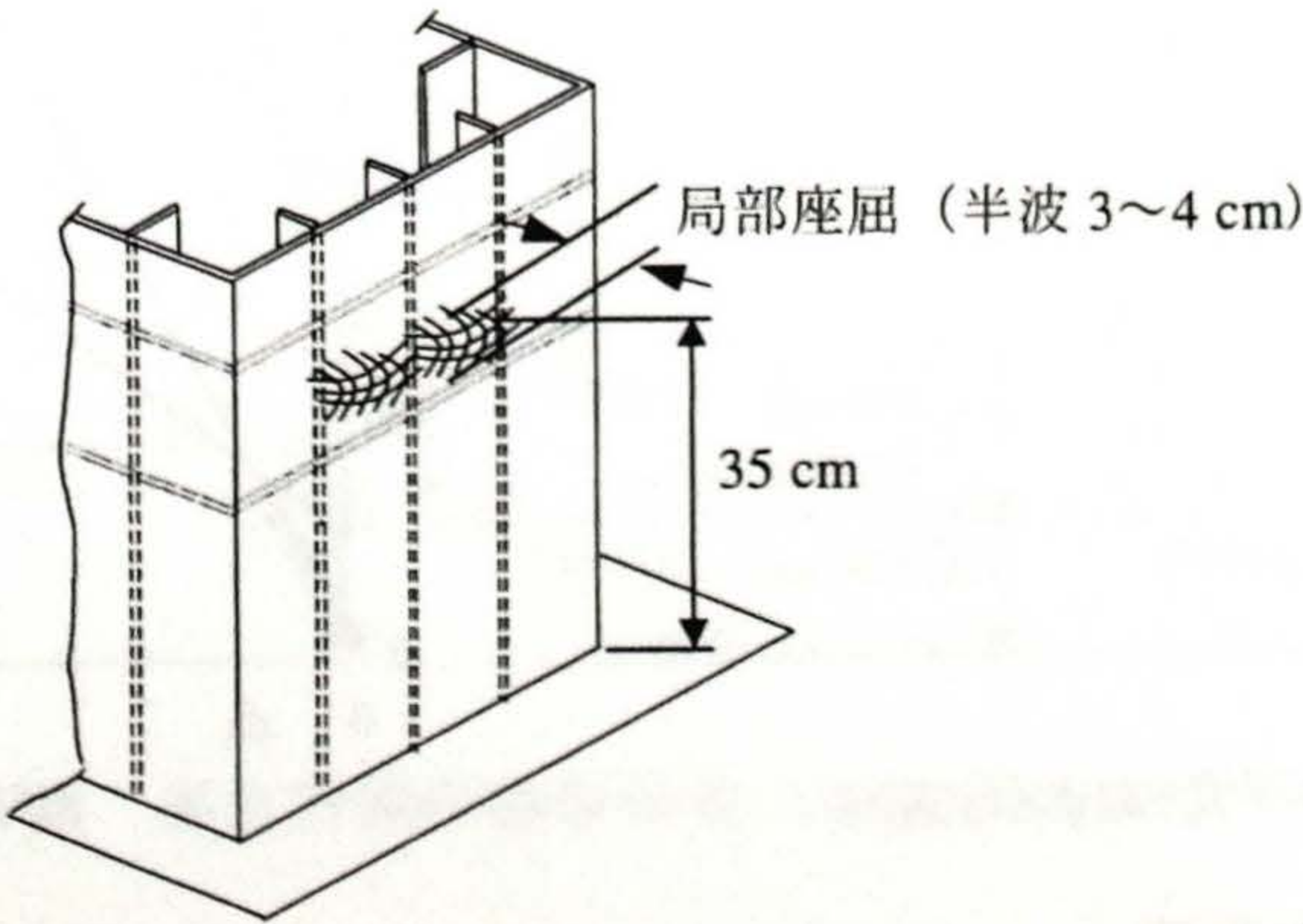


図-4.22 実験終了後の残留座屈変形（実験供試体 H10-L/5）

EPS 断面の縦補剛材間の板パネルにのみ座屈変形が発生し、その他の断面、とりわけ実験供試体の最下端には見られなかった。EPS 断面には、補剛板パネル全体の座屈変形は発生しなかった。すなわち、EPS 断面の縦補剛材間の板パネルのアスペクト比 α_{sg} を 1.0 とし、JR-TK 地震波を入力した場合にも、損傷は EPS 断面の縦補剛材間の板パネルのみに限定して発生し、橋脚は健全な状態で保たれていたことが確認できる。実験終了後の実験供試体 H10R-L/5 の残留変形も同様であり、EPS 断面の縦補剛材間の板パネルの座屈変形のみが観察された。ただし、兵庫県南部地震による鋼製橋脚の被災には、角部の溶接部が縦方向にさけ、柱部材の完全な崩壊に至る例も見られた。したがって、EPS 断面を採用する際にも、EPS 断面で角部溶接割れが発生しないように配慮する必要がある。

4.6 EPS 断面の曲げモーメントー曲率関係の算定

(1) 漸増繰返し水平変位載荷実験に基づく曲げモーメントー断面回転角ー曲率の関係

漸増繰返し水平変位載荷実験およびハイブリッド地震応答実験から、EPS 断面の縦補剛材間のアスペクト比 α_{sg} を 1.0 とする有効性が確認できた。以下では $\alpha_{sg}=1.0$ の場合、すなわち実験供試体 C10-L/5 を対象として、計測された柱部材の曲げモーメントー断面回転角関係から、EPS 断面の曲げモーメントー曲率関係を導く。

弾性範囲において計測されたたわみ変形 δ_{me} には、図-4.23(a)に示すように、供試体基部の回転角により生じる変位 δ_i および供試体の弾性変形 δ_e とが含まれる。一方、実験供試体 C10-L/5 の終局状態におけるたわみ変形には、図-4.23(b)に示すように、 δ_{me} に加えて、EPS 断面より下側の部材の回転角による水平変位 δ_l および EPS 断面自体の変形に起因する δ_p とが含まれる。ここで、終局状態は、漸増繰返し水平変位載荷実験により最大荷重が計測された繰返し 7 回目である。

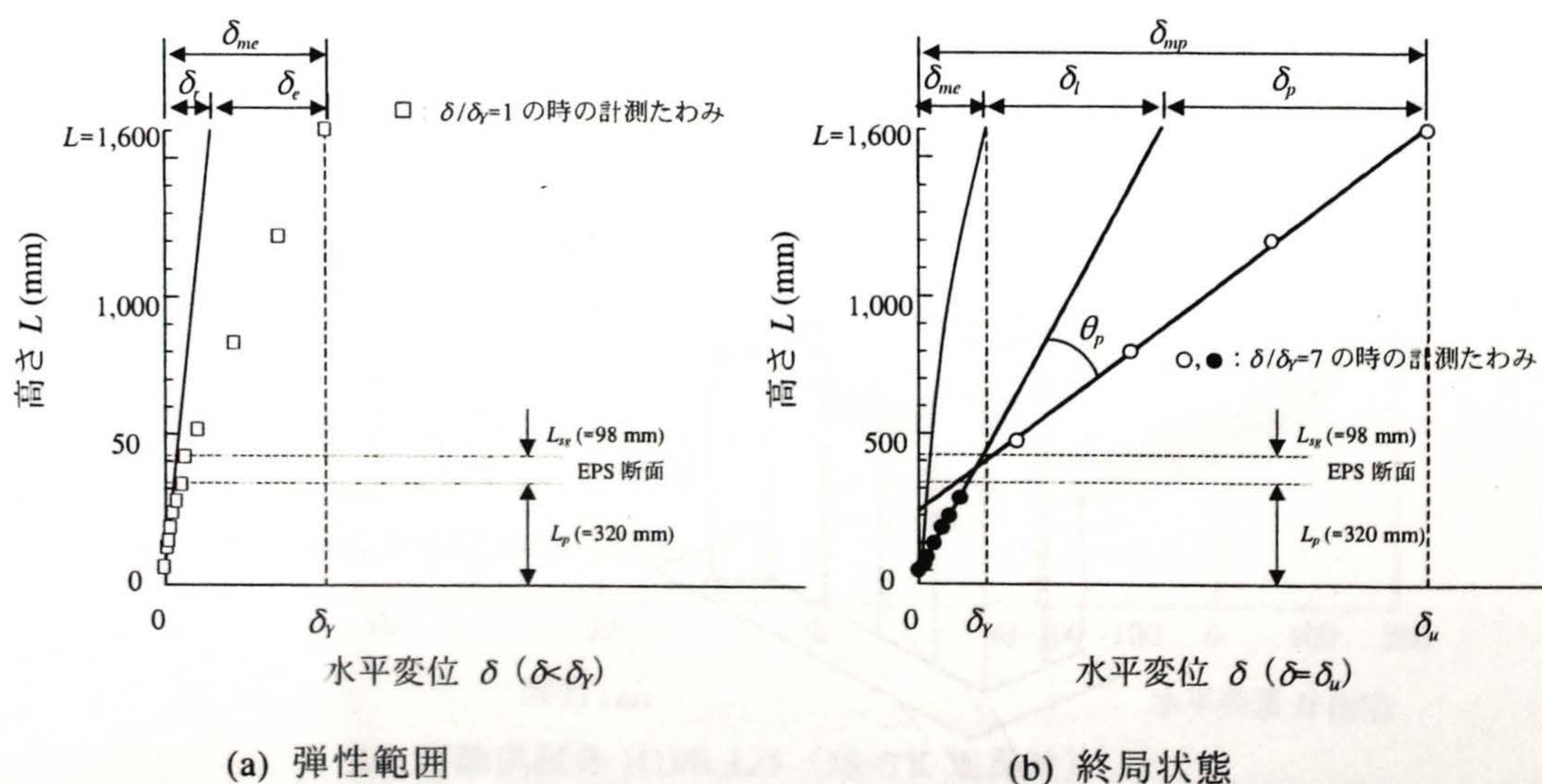


図-4.23 たわみ変形（実験供試体 C10-L/5）

$\alpha_{sg}=1.0$ の EPS 断面を有する柱部材は、終局状態で、EPS 断面以外の部材は弾性的に変形し、EPS 断面の上下の部材は、ほぼ線形的な変形であると近似した。ここで、EPS 断面の回転角を θ_p とすると、EPS 断面の基部からの高さ L_p および EPS 断面の区間長 L_{sg} を用いて、EPS 断面の作用平均曲げモーメント M_p 、および平均曲率 ϕ_p は、以下の諸式により算定できる。

$$M_p = M_u \times \frac{L - L_p - L_{sg}/2}{L} \quad (4.3)$$

$$\theta_p = \frac{\delta_p}{L - L_p - L_{sg}/2} \quad (4.4)$$

$$\delta_p = \delta_u - (\delta_r + \delta_c + \delta_l) \quad (4.5)$$

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_{sg}} \quad (4.6)$$

(2) 終局状態の設定

図-4.24 には、実験供試体 C10-L/5 の高さ方向の曲率分布を示す。各計測断面の曲率は、水平変位マイナス側の各ピークでのフランジプレートに貼付したひずみゲージにより計測した平均ひずみから、各計測断面におけるひずみ勾配を算定して求めた。平均ひずみの値は、縦補剛材間の局部座屈変形によるひずみの集中による影響を小さくするため、各計測断面における両コーナーおよび断面中央に貼付したひずみゲージにより計測された軸方向ひずみの平均値である。図-4.25 には、終局状態（繰返し回数 7）に引張力を受けるフランジプレート、および圧縮力を受けるフランジプレートで、それぞれ計測された軸方向ひずみの高さ方向の分布を示す。なお、EPS 断面には縦補剛材間の板パネルが局部座屈変形が発生しているため、両コーナー部に貼付したひずみゲージにより計測された値により評価した。

図-4.24 によると、EPS 断面には、その上下断面よりも大きな曲率が計測され、繰返し回数-5 以降で、柱部材下端付近よりも大きな曲率が発生し、EPS 断面が有効に機能していることが確認できる。

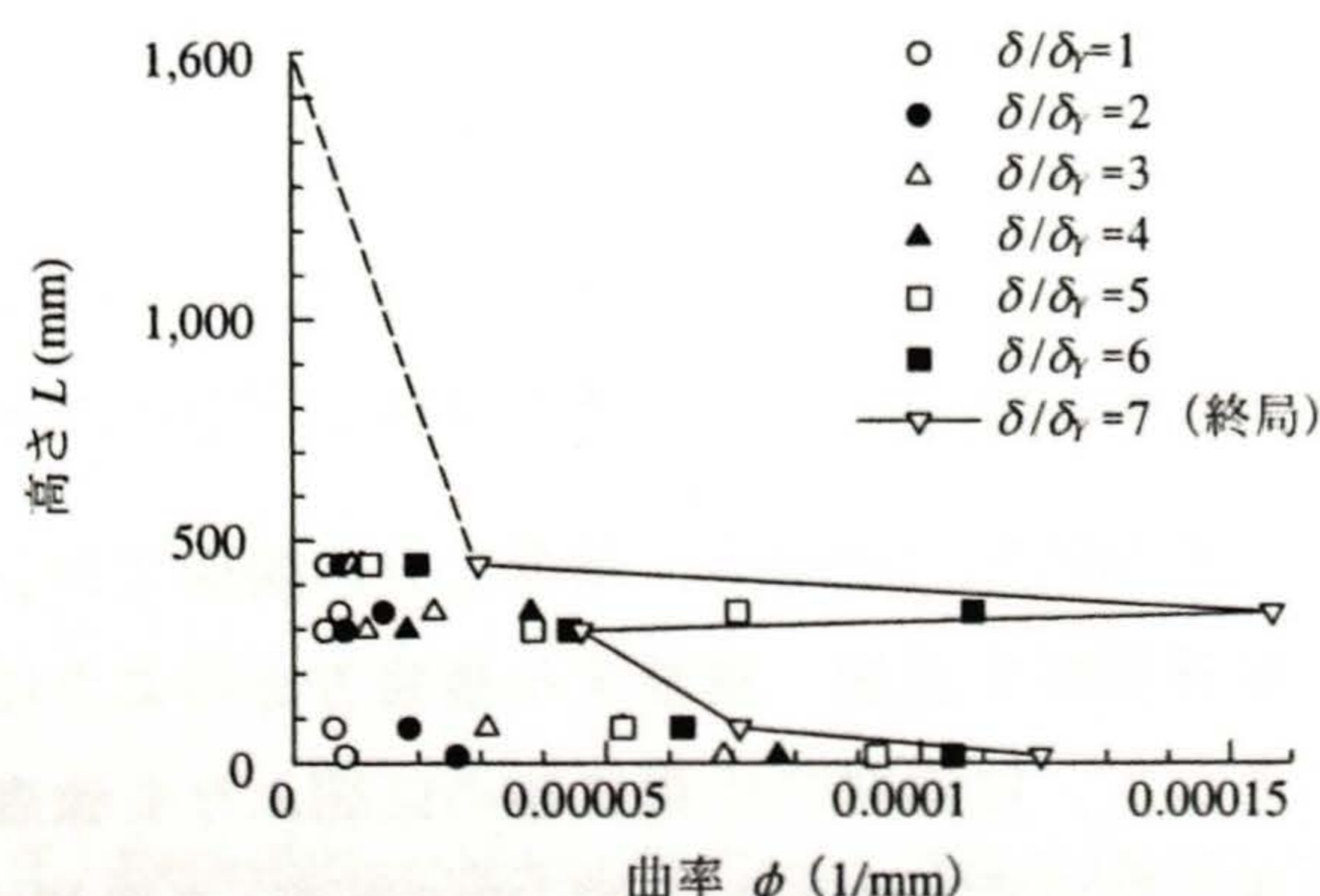


図-4.24 高さ方向の曲率分布（実験供試体 C10-L/5）

図-4.25(b) に示すように、引張側の柱部材下端には、圧縮ひずみの約 1.73 倍の引張ひずみが発生している。一方、圧縮側では、EPS 断面へのひずみの集中が顕著に見られる。この圧縮ひずみは、降伏ひず

みの約 27 倍であり，終局状態以降，水平変位の増大に伴って，EPS 断面への応力集中はさらに顕著となるが，縦補剛材間の板パネルのアスペクト比が 1.0 となるように EPS 断面の区間長を設定すると，終局ひずみ ε_{pu} を約 $30 \varepsilon_y$ と設定できる。

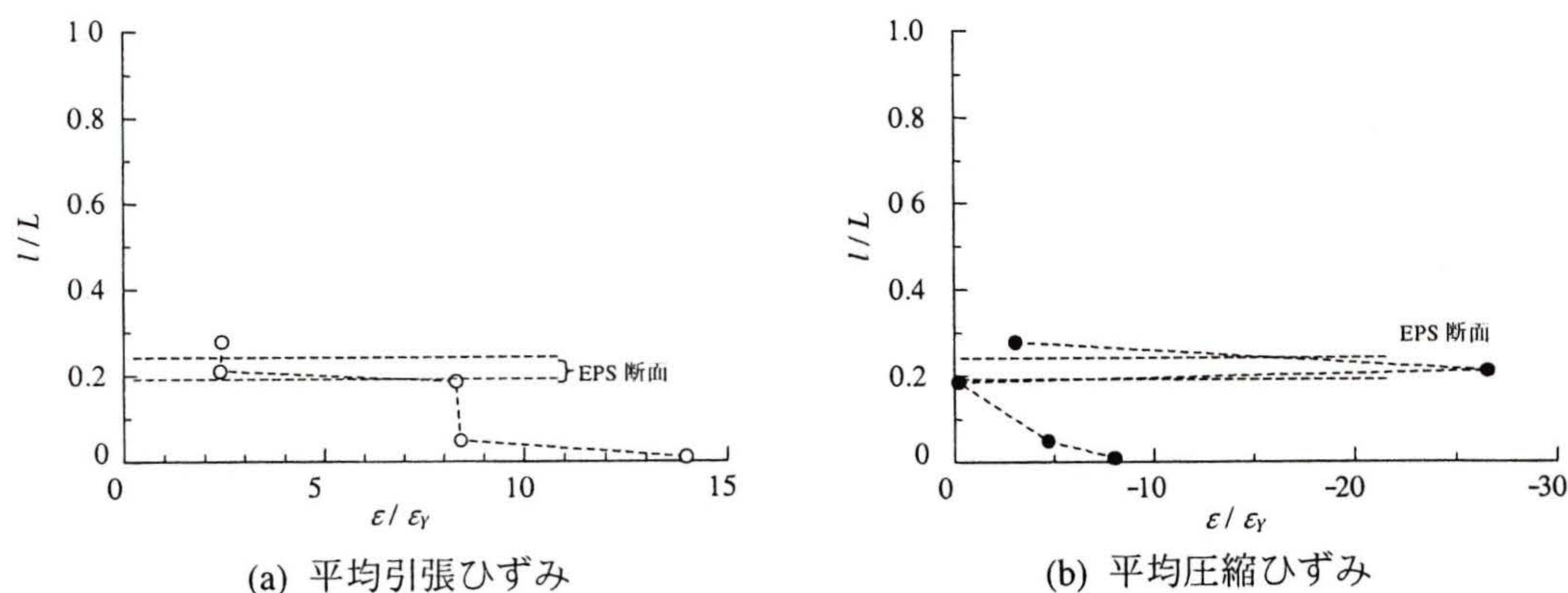


図-4.25 終局状態における高さ方向のひずみ分布（実験供試体 C10-L/5）

4.7 EPS 断面を設置して損傷箇所を柱部材内に特定する耐震性向上方法の評価

EPS 断面を設置して損傷箇所を特定する耐震補強法によると，鋼部材のみからなる EPS 断面の耐荷力と変形性能とで，EPS 断面を設置した柱部材の耐震性を決定することができるため，補強後の柱部材の耐荷力を比較的精度良く算定することが可能であり，また EPS 断面の縦補剛材の形状を変えることによって終局強度をコントロールすることも可能である。さらに，損傷は主に EPS 断面に限定して発生するため，損傷の程度の把握，損傷鋼板の補修の容易さにも繋がる。また，EPS 断面以外の断面は座屈の発生を防止できればよいため，耐震設計の容易さにつながると考えられる。

4.8 まとめ

本章では，既設鋼製橋脚の耐震補強法の中でも，強度上昇の関係でコンクリート充填工法が適用できない橋脚に対して施工される縦補剛材を追加・補強する補強方法のように，橋脚基礎構造の補強・補修を必要としない耐震補強方法として，柱部材の中程に他の区間よりも強度が若干弱くなるように，特別に設定したコンクリートを充填しない短い鋼断面区間（EPS 断面）を設置する方法を提案した。そして，この耐震補強方法の妥当性を，純圧縮力載荷実験，静的漸増繰返し水平変位載荷実験，およびハイブリッド実験により検討した。

得られた主な結果は以下のとおりである。

a. 純圧縮力載荷実験により得られた結論

- i) 終局荷重の上昇をほとんど伴わずに、変形性能を向上するためには、EPS 断面の区間長、すなわち、EPS 断面の高さ L_{sg} と縦補剛材間隔 b との比で表される $\alpha_{sg}=L_{sg}/b$ を 0.7 および 1.0 に設定するのがよい。このとき、EPS 断面の縦補剛材間の板パネルには局部座屈変形が発生するが、縦補剛材を含む補剛板パネルには座屈変形が発生しないことを明らかにした。
- ii) EPS 断面の縦補剛材間の板パネルのアスペクト比 α_{sg} を 0.4 以下に設定する場合には、EPS 断面内の縦補剛材の高さを低減することによって、変形性能は若干低下するが耐荷力の上昇を低減できることを示した。

b. 漸増繰返し水平変位載荷実験により得られた結論

- i) コンクリートを橋脚高さの 5 分の 1 まで充填した鋼製柱に EPS 断面を設置すると、耐荷力の上昇は、コンクリートを充填しない鋼製柱に比べて 1.25～1.48 倍、コンクリートを橋脚高さの 5 分の 1 まで充填した鋼製柱に比べて 0.91～1.08 倍となり、中詰めコンクリートが充填されている鋼製橋脚の耐荷力を大きく上昇させることなしに、塑性率を 5.00～7.01 と道路橋示方書で要求される以上の変形性能を確保できることを明らかにした。
- ii) EPS 断面の区間長を、縦補剛材間隔と同等程度（EPS 断面の縦補剛材間の板パネルのアスペクト比 $\alpha_{sg}=1.0$ ）に設定すると、最大強度の上昇を伴うことなしに、十分な塑性率を確保できることを示した。一方、EPS 断面の区間長を小さく設定する場合にも、縦補剛材の高さを低減することにより、鋼材のひずみ硬化現象に伴う最大強度の上昇を抑制し、十分な変形性能を確保できることを明らかにした。EPS 断面の区間長を $\alpha_{sg}=1.0$ に設定するとき、EPS 断面の終局限界状態は、EPS 断面の作用する圧縮ひずみが $30\varepsilon_Y$ であった。
- iii) $\alpha_{sg}=1.0$ の EPS 断面を設置する場合にも、柱部材にコンクリートを充填するコンクリート充填補強工法によって補強した鋼製橋脚と同等なエネルギー吸収が可能であり、EPS 断面で発生する鋼板の塑性変形によって確実にエネルギーを吸収することが可能であることを明らかにした。

c. ハイブリッド地震応答実験により得られた結論

コンクリートを橋脚高さの 5 分の 1 まで充填した鋼製柱に $\alpha_{sg}=1.0$ の EPS 断面を設置するとき、強地震動が作用する場合にも、漸増繰返し水平変位載荷実験と同様に EPS 断面が有効に機能し、地震荷重載荷後にも柱部材は地震荷重載荷前と同等な耐震性を有していることを確認した。

参考文献

- 4.1 Matsumura, M. and Kitada, T.: Retrofitting Methods Placing Short Ductile Panel in Bridge Pier Columns, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol. 41, pp. 29-38, 2000.12.
- 4.2 松村政秀, 北田俊行, 澤登善誠, 中原嘉郎: 無充填区間を有するコンクリート充填工法による既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 47A, 土木学会, pp. 35-44, 2001.3.
- 4.3 松村政秀, 北田俊行, 乙黒幸年, 中原嘉郎: 復旧可能な箇所にエネルギー吸収断面を有する既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 48A, 土木学会, pp. 129-140, 2002.3.

- 4.4 Matsumura, M., Kitada, T. and Nanjyo, A.: Seismic Retrofitting Method for Steel Columns Installing Energy Absorption Segment, Proceedings of the Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2003), Naples, Italy, pp. 737-743, June, 2003.
- 4.5 阪神高速道路公団：設計基準，第2部，構造物設計基準（橋梁編），1994.7.
- 4.6 土木学会鋼構造委員会座屈設計のガイドライン作成小委員会：座屈設計ガイドライン，pp.161-191，土木学会，1987.10.
- 4.7 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，2002.3.
- 4.8 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，1996.2.

第 5 章 結論

5.1 本研究の結論

本研究では、既設の矩形断面単柱形式の鋼製橋脚柱部材を対象として、これからの耐震性向上に要求される項目を明らかにすること、および実用上十分な塑性率を確保し、かつ柱定着部での損傷発生を防止することが可能な耐震補強法の提案、すなわち、補強による耐荷力の上昇を柱定着部の耐荷力以下にとどめるが変形性能を向上できる耐震補強法を提案することを目的として、一連の実験的研究を実施した。本論文は 5 章より構成されており、各章で得られた主な結論を要約すると、以下のとおりである。

まず、第 1 章では、本研究の背景ならびに既設の矩形断面単柱形式の鋼製橋脚の耐震性向上に関する既往の研究および耐震補強法の現状について述べ、本論文の位置づけと目的とを明確にした。そして、本研究の内容の概要を述べた。

第 2 章では、(i) 兵庫県南部地震のような強地震動であるレベル 2 地震動に対して耐震設計されていない既設の鋼製橋脚、(ii) 既設単柱形式の矩形断面鋼製橋脚の耐震性向上法のなかでも施工性・経済性に有利であるため基本的な耐震補強工法として適用されるコンクリートを充填する耐震補強方法を適用した既設の鋼製橋脚、および (iii) 補剛板パネルの座屈耐荷力を高めレベル 2 地震動に対処できる補剛板構造を有する新設の鋼製橋脚の耐震性を、上部構造の死荷重を想定した一定の軸方向圧縮力を作用させた状態で水平変位を繰返し漸増させる漸増繰返し水平変位載荷実験により検討した。また、コンクリート充填補強工法が適用できない鋼製橋脚に対して適用される耐震性向上法のように、柱部材基部断面あるいはアンカー部を最弱点部としない耐震設計の有用性を考察し、鋼材の塑性変形を活用して地上部の鋼断面を制御断面とする耐震補強法 (CPZM) の必要性を述べ、そのための耐震構造を示した。

本章で得られた主な成果をまとめると、以下のとおりである。

- i) 既設の補剛板構造では、補剛板が十分な耐荷力を発揮する以前に補剛板パネル全体の座屈変形が発生するため、柱部材の十分な耐荷力と変形性能とを確保できない場合があることを示した。
- ii) 座屈パラメータの制限値を満足する補剛板構造を有する柱部材では、補剛板パネル全体の座屈の発生を抑制でき、十分な耐荷力と変形性能とを確保できることを示した。ただし、柱部材基部断面で鋼板の割れが確認された。したがって、柱下端近傍は、柱部材基部断面における鋼板の割れ、あるいはアンカーボルトの伸び・破断が生じないように注意する必要があることを明らかにした。
- iii) 既設の補剛板構造では、既存の中詰めコンクリートを想定して、橋脚高さの 5 分の 1 までコンクリートを充填した場合にも、コンクリート充填部の上部の断面で補剛板パネル全体が座屈変形するため、依然として、変形性能の不足は解消されないことを明らかにした。
- v) ダイアフラムで密閉して、鋼断面が降伏しないような高さ（橋脚高さの 3 分の 2）までコンクリートを充填すると、十分な変形性能を期待できるが、柱部材基部付近で、補剛板パネルの座屈、および鋼板の割れが発生する場合もあることを明らかにした。

- vi) ダイアフラムにより充填コンクリートを密閉する場合には、合成断面における鋼とコンクリートとの付着の程度の差違が、柱部材の耐力性状に及ぼす影響は小さいことを示した。
- vii) 損傷後の補修性を考慮すると、復旧に支障をきたす基部定着部での損傷を発生させないように、強度をコントロールでき、かつ実用上十分な変形性能を柱部材で確保する必要があることを示した。そのためには、柱部材の耐力を精度良く制御できる鋼断面の塑性変形により、柱部材全体の変形性能と耐力とを確保する方法が有効であることを強調した。

第3章では、鋼材の塑性変形を利用する耐震補強法の1つとして、薄肉鋼製補剛板構造により構成される圧縮補剛板を対象として、その変形性能を高めるため、補強部材の端部に、補強部材設置に伴う強度の上昇をできるだけ低減できるが十分な変形性能を確保するために、エンドギャップ（大きな塑性変形を発生させる区間で補強部材を連続させない）を設けて縦補剛材を追加・補強する補強方法の概要を述べた。エンドギャップの設置効果および有用性を、純圧縮力載荷実験および漸増繰返し水平変位載荷実験、および実測された地震加速度を入力するハイブリッド時震応答実験により検討した。また、柱部材に作用する軸方向圧縮力の違いが補強効果に及ぼす影響についても検討した。さらに、補強部材を接合するための高力ボルトの適切な配置間隔の決定方法について提案した。

本章で得られた主な成果をまとめると、以下のとおりである。

- i) 既存の薄肉鋼板からなる圧縮補剛板の変形性能の向上を目的として、縦補剛材の板パネルに対する剛比と縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータとを改善するため、縦補剛材の板厚の3.3倍程度のエンドギャップを設けて、既存の縦補剛材の先端に補強フランジを、既存の縦補剛材間の板パネル中央に増設縦補剛材を、それぞれ、追加・設置する方法を提案した。これらの補強部材の寸法は、補強後の補剛板パネルの座屈に関するパラメータの制限値を、それぞれ満足するように決定すればよいことを示した。
- ii) エンドギャップは、補強部材の既存の補剛板パネルへの設置作業を容易にすること、補強後の補剛板パネルの中でエンドギャップを最初に塑性変形させることによって、補強に伴う柱部材の耐力の著しい上昇を低減すること、および補強後の補剛板パネルのなかで損傷箇所を明確にすることに有効であることを示した。
- iii) 純圧縮力載荷実験によると、本補強方法により補強すると、補剛板パネルの座屈変形モードを、補剛板パネル全体を節とするモードから、縦補剛材位置を節とするモードへと改善でき、十分な耐力と変形性能とを確保できることを示した。また、補強後の補剛板パネルの終局ひずみは $20\varepsilon_y$ 程度であることを明らかにした。また、既存の縦補剛材に補強フランジを接合する際の高力ボルトの設置間隔は、その最大中心間隔を15 cmとすればよいことを示した。
- iv) 漸増繰返し水平変位載荷実験によると、軸方向圧縮力の比が0.11の場合には、縦補剛材を追加・補強する補強によって、耐力の上昇を20%にとどめ、塑性率を2.17から4.41へと改善できる。この最大荷重の上昇は、コンクリートを充填する補強方法を適用する場合の強度上昇率（64%）に比べて十分小さいことを明らかにした。
- v) 繰返し荷重が作用する場合にも、エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強することによって、補剛板パネル全体の座屈変形モードから、縦補剛材を節とする座屈変形モードへと改善できるため、補剛板パネル全体のたわみ量を小さくできることを示した。また、エンドギャップを設置する方法

は、エンドギャップではじめに塑性変形が発生するため、補強後の補剛板の損傷箇所を明確にできるとともに、その他の箇所、とりわけ柱基部での座屈変形や鋼材の割れの防止に有効であることを明らかにした。

- vi) ハイブリッド地震応答実験によると、兵庫県南部地震において観測された地震波を入力する場合には、エンドギャップの縦補剛材に局部座屈変形が発生するが、補剛板パネル全体はほとんど座屈変形せず、十分な耐荷力を確保できることを示した。ただし、II 種地盤上に建設されている鋼製橋脚の耐震補強の場合には、変形性能のみでなく強度に対する補強も必要であることを明らかにした。
- vii) エネルギー一定則により推算される最大応答値の推定値とハイブリッド実験結果から得られる最大応答値には大きな差違が確認された。

第4章では、鋼材の塑性変形を利用する耐震補強法の1つとして、既設の矩形断面鋼製橋脚の柱部材の中程に、特定の断面で塑性変形を発生させることによって、柱部材の変形性能を改善する新しい耐震補強法を提案した。そして、得られる補強効果を、純圧縮力載荷実験、漸増繰返し水平変位載荷実験、およびハイブリッド地震応答実験により検討し、提案する補強方法の有用性について検討した。

本章で得られた主な成果をまとめると、以下のとおりである。

- i) 既存の中埋めコンクリートの上に、塑性変形を許容する鋼断面（EPS 断面）を設置し、この断面の耐荷力と変形性能とで、柱部材全体の耐震性能を確保する耐震補強方法を提案した。EPS 断面以外の断面で補剛板パネル全体の座屈変形を防止する必要があることを示した。
- ii) EPS 断面の区間長が短い場合には、EPS 断面に塑性変形が発生する以前に柱基部付近に座屈変形が発生するため、十分な EPS 種面の設置効果が得られないことを明らかにした。この場合には、EPS 断面内の縦補剛材の高さを低減すると、EPS 断面の区間長を適切に設定する場合と同様な補強効果が得られることを示した。
- iii) EPS 断面の設置前と比較して、基部への作用曲げモーメントの最大値の上昇をほとんど伴わずに、変形性能を向上するためには、EPS 断面の区間長を縦補剛材間隔と同程度、すなわち、EPS 断面の区間長さと縦補剛材間隔との比で表される EPS 断面のアスペクト比を 1.0 程度に設定することを提案した。このとき、EPS 断面では、縦補剛材間の板パネルの局部座屈変形は発生するが、補剛板パネル全体の座屈変形は発生しないことを明らかにした。

5.2 鋼製橋脚のこれらかの耐震性向上への提言

鋼製橋脚における補剛矩形断面柱を対象として、適用する耐震補強方法の選択に際しては、以下の諸点を考慮する必要がある。

a. 補強後の柱部材の耐荷力の上限值

柱部材下端断面あるいはアンカーボルトの損傷を防止する。そのためには、補強後の柱部材の耐荷力は、柱部材下端の合成断面の終局耐荷力以下あるいはアンカーボルトで許容できる耐荷力の上限値のい

ずれか小さい方以下にコントロールする必要がある。

b. 柱部材に確保すべき変形性能

柱部材に要求される変形性能，すなわち，耐震設計上必要な塑性率は，動的応答解析による最大応答変位以上であり，対象とする鋼製橋脚ごとに異なる値をとる。また，強地震動が作用する場合に代表される繰返し荷重，および一撃性の強い水平荷重の作用に対して，薄肉補剛板構造に十分な変形性能を確保するためには，補剛板パネル全体の座屈変形の発生を抑制することが重要である。

c. 損傷後の補強性および補修性

地震により損傷を受けた後の補強性および補修性を考慮すると，復旧に著しい支障をきたす柱部材基部や定着部での損傷を防止するとともに，地上部の鋼断面に損傷を発生させる場合にも，限定された部位あるいは損傷の程度に留めることが重要である。

d. 施工性および経済性

鋼製橋脚の立地条件を考慮すると，鋼製橋脚の外側は，建築限界が厳しく，補強のために追加する部材のためのスペースや補強工事のための十分なスペースを確保することが困難である場合が多いと考えられる。また，供用中の柱部材への補強工事の実施，および美観上の配慮からも，柱部材の内側から施工可能な耐震性向上方法を採用することが有効である。

以上をまとめ，既設の鋼製橋脚の耐震性向上に対する要求項目として6項目を提言する。

1. 補強後の柱部材の耐荷力の制御性
2. 補強後の柱部材の変形性能の確保
3. 補強工事の経済性
4. 補強工事の施工性
5. 損傷箇所の早期発見
6. 損傷箇所の補修性

これら6項目に着目して，これまでに既設単柱形式の矩形面鋼製橋脚を対象とした耐震性の向上方法として適用されているコンクリート充填工法，および補強部材をダイヤフラムと連続化して縦補剛材を追加・補強する耐震工法，第3章で述べたエンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する耐震工法，および第4章で述べたEPS断面を設置する耐震構造，それぞれの特徴をまとめると以下のとおりである。

a. コンクリート充填補強工法

経済性・施工性にも有利な補強方法であり，補剛板パネルの箱断面内側への変形を確実に防止できることから，耐荷力および変形性能の向上に有効である。実橋脚への適用に際しては，供用下の柱部材へのコンクリート打設用孔の追加・設置や，コンクリートの自重増の影響がアンカーボルトおよび基礎構造へ及ぼす影響について十分に注意する必要がある。損傷は路面下に発生するため，損傷を受けた場合には，その箇所・程度の把握が困難であり，損傷箇所の補修も容易ではない。

b. 補強部材をダイアフラムと連続化して縦補剛材を追加・補強する耐震補強方法

設計条件等の制約で、著しい重量の増加を伴う補強工法や、寸法の大きい補強部材の搬入が困難な場合には、箱断面内側から施工が可能で、かつ小片の部材を使用しているため有利な補強方法である。補強部材の材片が多く、橋脚内部での作業工程も多いため、施工面・経済面で改善の余地が多いと考えられる。地上部の鋼断面が制御断面となるように設計できれば、損傷を受けた場合の早期発見、および損傷の程度の判断には有利であり、損傷後の補修・補強も、合成断面の場合に比べて容易である。この方法では、補強部材によって柱部材の強度が上昇するため、橋脚柱下端部やアンカーボルトに損傷が発生しないことの照査が必要である。

c. エンドギャップを設けて縦補剛材を追加・補強する耐震補強方法

エンドギャップの鋼板が先行して塑性変形するため、補強後の補剛板パネルの耐荷力と変形性能とを決定する断面が明確になる。すなわち、補強後の補剛板パネルのなかで、損傷の発生する箇所を明確にできるとともに、補強に伴う柱部材の耐荷力の著しい上昇を低減できる。エンドギャップは補強部材の設置作業の容易さにもつながる。

d. 損傷箇所を柱部材内に特定する耐震補強法

鋼部材のみからなる EPS 断面の耐荷力と変形性能とで、EPS 断面を設置した柱部材の耐震性を決定することができるため、補強後の柱部材の終局強度を比較的容易に制御できる。EPS 断面では、補剛板構造の耐荷力特性に著しい影響を及ぼす補剛板パネル全体の局部座屈変形を防止できるため、変形性能の向上に有効である。損傷は主に EPS 断面に限定して発生するため、損傷の程度の把握、損傷鋼板の補修が比較的容易であり、EPS 断面以外の断面では座屈の発生を防止すればよい。

本論文では、これまで実施されてきた既設鋼製橋脚の耐震補強法の必要項目の中で、補強後の耐荷力のコントロール、これまであまり着目されて来なかった補強後の損傷箇所を特定できることの優位性、および補強後に損傷を受けた場合の補修の容易さについて着目し、そのための補強法および構造を提案した。第 1 章でも述べたように、鋼製橋脚は制約条件の厳しい場所に建設されるのが通常であり、地震後も鋼製橋脚が建設されている現状を踏まえると、鋼製橋脚のより合理的な耐震補強法の提案が必要であると考えられ、本論文が鋼製橋脚のより合理的な耐震補強法の提案に向けて一助になれば幸いであると考えている。

謝 辞

本研究を遂行するにあたり、終始懇切なる御指導と御鞭撻を賜りました大阪市立大学大学院の北田俊行教授には衷心より謝意を表します。そして、大阪市立大学大学院の坂 壽二教授、小林治俊教授、および山口隆司助教授には、本論文をまとめるにあたり、種々の貴重な御助言を賜りましたことに、厚く御礼を申し上げます。

福井工業大学の中井 博教授（大阪市立大学名誉教授）には、著者の学部生時代から、大変貴重なご教示、ご助言を賜りました。当時橋梁工学研究室の助手であった中西克佳氏には、実験装置の取り扱いをはじめ、実験全般にわたりご指導いただきました。ここに記して、深謝の意を表します。

未明の出来事でしたが、兵庫県南部地震の発生直後からテレビにかじりついていたのを思い出します。当時、報道で「地震国日本」という言葉がよく見出しに使われていたのを思い出します。その後、4月から、中井教授、北田助教授の指導のもと、卒業論文にとりかかり、鋼製橋脚の復旧・補強方法を検討するための各種委員会に出席させていただきました。当時、難解な会話の渦中に連れて行かれた感はありませんでした。この経験がその後の研究生活にどれほど役立ったかは言うまでもありません。たいへん貴重な経験をさせていただいたこと感謝しております。「地震国日本」に生まれて、地震に関わる研究に関わらせていただいたことに感謝しております。

本研究を進めるにあたり、阪神高速道路公団の並川 滋氏、林 秀侃氏、宮脇 潔氏、加賀山泰一氏、澤登善誠氏、乙黒幸年氏、堀江佳平氏、山本剛士氏、同じく鋼製橋脚研究委員会の委員の皆様、(財)阪神高速道路管理技術センターの鋼橋の耐久性に関する調査研究委員会の委員の皆様をはじめ、(株)ニュージェックの陵城成樹氏、JIP テクノサイエンス(株)の狩野正人氏、山野敏郎氏には、貴重なご指導・ご協力をいただきました。ここに、厚く御礼を申し上げます。

大阪市立大学橋梁工学研究室の修了生諸兄、卒業生諸兄、大学院生諸氏、ならびに学部生諸君をはじめ多くの方々には、とくに実験の実施を含め種々な面でご協力をいただきました。ここに感謝いたします。

最後に、わがままな時間の使い方を許してくれた妻に感謝します。

本論文に関する著者の発表論文

1. Kitada, T. and Matsumura, M.: A Consideration for Future Steel Bridge Structures and Constructions in Japan, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol. 42, pp. 41-54, 2001.12.
2. Kitada, T., Yamaguchi, T., Matsumura, M., Okada, J., Ono, K. and Ochi, N.: New Technologies of Steel Bridges in Japan, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 58, No.1, pp. 21-70, 2002.
3. Kitada, T., Nakai, H., Kagayama, T. and Matsumura, M.: A Seismic Retrofitting Method and Trial Design for Stiffened Plates in Existing Steel Bridge Piers, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol. 39, pp. 39-51, 1998.12.
4. 松村政秀, 北田俊行, 陳 生金: 塑性変形の発生箇所を限定した鋼製橋脚の耐震設計法について, 第 4 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp. 271-276, 2000.12.
5. Matsumura, M., Kitada, T. and Otoguro, Y.: Experimental Study on Seismic Retrofitting Method by Setting Energy Absorption Segment in Existing Bridge Piers, Proceedings of the 6th Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridge (JSSB-JK6), Tokyo, pp. 425-436, August, 2001.
6. Kitada, T., Matsumura, M. and Otoguro, Y.: Seismic Retrofitting Techniques Using An Energy Absorption Segment for Steel Bridge Piers, Engineering Structures, Vol. 25, pp. 621-635, 2003.
7. 北田俊行, 中井 博, 加賀山泰一, 松村政秀: 既設鋼製橋脚における補剛板の耐震補強に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 45A, 土木学会, pp. 215-226, 1999.3.
8. Kitada, T., Matsumura, M. and Kagayama, T.: Optimum Spacing of High Strength Bolts for Connecting Additional Flange Plates to Original Longitudinal Stiffeners for Seismic Retrofitting of Existing Steel Bridge Piers, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol. 40, pp. 45-52, 1999.12.
9. 北田俊行, 中井 博, 松村政秀, 加賀山泰一: 繰返し漸増水平変位載荷による既設鋼製橋脚補剛板の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 46A, 土木学会, pp. 127-134, 2000.3.
10. Matsumura, M., Kitada, T. and Kagayama, T.: A Seismic Retrofitting Method of Existing Steel Bridge Piers, Bridge Management 4, Thomas Telford, London, pp. 263-270, 2000.
11. Matsumura, M. and Kitada, T.: Retrofitting Methods Placing Short Ductile Panel in Bridge Pier Columns, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol. 41, pp. 29-38, 2000.12.
12. 松村政秀, 北田俊行, 澤登善誠, 中原嘉郎: 無充填区間を有するコンクリート充填工法による既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 47A, 土木学会, pp. 35-44, 2001.3.
13. 松村政秀, 北田俊行, 乙黒幸年, 中原嘉郎: 復旧可能な箇所にエネルギー吸収断面を有する既設鋼製橋脚の耐震補強法に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 48A, 土木学会, pp. 129-140, 2002.3.
14. Matsumura, M., Kitada, T. and Nanjyo, A.: Seismic Retrofitting Method for Steel Columns Installing Energy Absorption Segment, Proceedings of the Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2003), Naples, Italy, pp. 737-743, June, 2003.